

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 22 MARS 2000**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 22, 2000**

FÖRORD

Årets bergmekanikdag börjar och slutar med internationella utblickar. Det är alltid viktigt att lyssna till andras erfarenheter när man har svåra projekt att hantera, både för att få idéer till goda lösningar men också för att stämna av hur den egna kunskapen står sig internationellt. Ligger vi alltså i fronten, bygger vi bättre och billigare, eller bara bättre men till ett högre pris, kanske onödigt högt!? Eller bättre överhuvudtaget, än förr eller i andra länder? Vad får de nya kraven kosta, klarar vi av att bedöma miljöeffekter och livslängdskostnader på ett riktigt sätt?

Botniabanan går inte att räkna hem med samhällsekonomiska kalkyler - men det finns ändå goda skäl att bygga den, enligt näringsministern. Vad tycker vi som bergbyggare eller samhällsmedborgare... Kalkylmodellerna är uppenbarligen otillräckliga som beslutsunderlag! Ingenjörer och vetenskapare i vår bransch har främst att se till att vi behärskar tekniken och tillhörande ekonomiska kalkyler. Sedan måste andra fatta beslut där ytterligare faktorer vägs in - det får vi acceptera. Ibland fattas beslut som vi upplever ligger i vårt intresse, det är tillfredsställande när vi hävdar att vi sysslar med nyttigheter, men ibland får vi finna oss i att besluten, kanske på goda grunder, går oss emot.

Bergmekanikdagen syftar i första hand till att stärka vårt tekniska kunnande genom en god blandning av teori och praktiska tillämpningar i programmet. Det exemplifieras väl av sessionen om värme och kyla. Det pågår avancerad teori- och modellutveckling för att beskriva kopplade processer, dvs samspelet mellan temperatur, hydrologi och mekanik, som beskrivs i ett par föredrag, med bakgrund i kärnavfallsfrågorna, medan vi också får rapporter om praktiska tillämpningar av frysning för tunnelpassager med liten bergtäckning.

Sessionen om dimensionering och beständighet behandlar också små bergtäckningar, där man valt en tunnelsträckning i högt läge, men även brytning på stora djup, där spänningsförhållandena är komplicerade och svårtolkade, men viktiga att ta hänsyn till i valet av brytningsgeometri. Att generellt bedöma beständigheten hos bergbultar är svårt, vilket resulterat i föreskrifter om korrosionsskydd som kan tyckas väl stränga. Vi måste lära oss mer genom att undersöka den faktiska korrosionen i olika miljöer och även försöka definiera miljöerna med avseende på korrosionsrisker genom något lämpligt system. Ett par föredrag behandlar dessa frågor och därtill presenteras ett internationellt förslag till systematisk uppföljning av sprutbetong med avseende på livslängd.

Tättningsfrågor har av naturliga skäl varit ett tema på flera av våra bergmekanikdagar under en följd av år. Det pågår som bekant ett antal forskningsprojekt inom området och vi får inblickar i detta. Därtill hur vägverket idag ser på tättningsfrågorna, både allmänt

och genom ett praktikfall, där man valt en gjuten betonginklädnad i en vägtunnel som komplement till förinjektering. Man kan fråga sig om det blir den framtida lösningen i många projekt, stora som Hallandsåstunnlarna och kanske också i relativt små som i fallet Grind. Om det är vad som faktiskt kommer att krävas för att klara relevanta krav får vi finna oss i att kostnadsnivån blir en annan än vi tidigare vant oss vid. Alternativt måste vi nå längre än idag för att bättre behärska injekteringstekniken. De pågående forskningsprojekten kompletteras nu med vissa praktikförsök, som ger ytterligare erfarenheter. Det finns emellertid uppenbar anledning till fortsatta insatser för att bättre behärska hela kedjan i form av tätningskrav, baserade på hydrogeologiska bedömningar, val av tätningsmetod och medel, produktionsteknik med stora krav på kunniga operatörer och slutligen metoder att följa upp resultat både under arbetets gång och på längre sikt. Och givetvis hela tiden med inre och yttre miljö under god kontroll.

Vi bedömer att det i SveBeFos nya Forskningsprogram 2000, som vi nu inleder, är dags att förbereda en fortsättning på de nu pågående arbetena för att komma en bra bit längre med tätningsmekaniken, som i de flesta fall fortfarande borde vara en tillräcklig och rimligare åtgärd än de mycket dyra helinklädnader, som nu har blivit aktuella i några fall. Temat tätning kommer rimligen att följa oss flera år framöver på våra bergmekanik-dagar och vid andra specialmöten.

Vi ser nu fram emot ännu en givande bergmekanikdag!

Stockholm i februari 2000

Tomas Franzén

INNEHÅLL

sid.

Förord

Tomas Franzén, SveBeFo

Invited lecture:

Reservations regarding the use of rock mass classifications in rock engineering

1

T R Stacey, SRK Consulting, Johannesburg, South Africa

The Frøya tunnel - a sub-sea road tunnel in complex ground conditions.....

19

Frøya-tunneln - en undersjøisk vegtunnel i komplekse grunnforhold

Arild Palmstrøm, Norconsult, Norge , Håkan Stille, KTH, Björn Nilsen, NTNU, Norge

KYLA OCH VÄRME

EFFECTS OF HIGH AND LOW TEMPERATURES

Introduction: Ulf Lindblom, Chalmers

Kopplade prosesser inom bergmekaniken.....

31

Coupled processes in rock mechanics

Roger Olsson, Grøner, Norge, Ulf Lindblom, Chalmers

Frostkonstruksjonen i Oslofjordtunnelen.....

43

Ground freezing in the Oslofjord subsea tunnel

Anne-Lise Berggren, GEOFROST Engineering, Norge

Dimensionering av frysta tunnlar - två projekt i Stockholm.....

65

Design of frozen tunnels - two projects in Stockholm

Björn Stille, Johan Brantmark & Lasse Wilson, Skanska Teknik

Anders Fredriksson, Golder Grundteknik

Kopplad thermo-hydro-mekanisk modellering för slutförvaring av kärnavfall - Decovalex	79
Coupled thermo-hydro-mechanical modelling for disposal of radioactive waste - Decovalex	
<i>Ove Stephansson & Lanru Jing, KTH, Fritz Kautsky, Statens Kärnkraftinspektion</i>	
DIMENSIONERING OCH BESTÄNDIGHET	
ROCK MECHANICAL DESIGN AND DURABILITY	
Introduction: <i>Tomas Franzén, SveBeFo</i>	
12 tunnelmynningar med liten bergtäckning, Kallhäll - Kungsängen	93
12 tunnel entrances with small rockcover, Kallhäll - Kungsängen	
<i>Mats Tenne, Geokonsult Tenne, Torgny af Forselles, Nitro Consult</i>	
Brytning på stora djup i Kiruna	109
Mining at large depth in Kiruna	
<i>Peter Lundman, Petro Bloc, Stig Fjellborg, LKAB</i>	
Bultbeständighet - erfarenheter från friborrning i Muskötunneln	131
Durability of rock bolts - experiences from overcoring in the Muskö tunnel	
<i>Per Andersson, Vägverket, Jan-Åke Åkesson & Marianne Lindström, BERGAB</i>	
Bultbeständighet - verifikation av två klassificeringssystem med avseende på miljökorrosivitet	145
Durability of rock bolts - Verification of two classification systems with regard to the corrosivity of environments	
<i>Chunlin Li, Luleå Tekniska Universitet</i>	
Sprutbetongs beständighet - en utvärderingsmodell	159
Sprayed concrete for final linings - A guideline for durability proposed by ITA	
<i>Tomas Franzén, SveBeFo, Knut Garshol, MBT</i>	

TÄTNING SEALING

Introduction: *Per Andersson, Vägverket*

Tätning av bergtunnlar - förundersökningar, bedömningsgrunder och strategi vid planering och utformning av tätningsinsatser..... 173

Sealing rock tunnels - conditions, assessment criteria and strategy
for planning and design

Per Andersson & Anders Sellner, Vägverket

Bergtätning med polyuretan..... 187

Rock grouting with polyurethane

Helen Andersson, Geoteknisk Spiss-Teknikk, Norge

Separations- och filtreringsstabilitet hos cementbaserade injekteringsmedel - En litteratur- och laboratoriestudie 203

Bleed and filtration stability of cement based grouts -

A literature and laboratory study

Magnus Eriksson, KTH, Martin Brantberger, Stabilator / KTH

Thomas Dalmalm, NCC / KTH, Håkan Stille, KTH

Motgjuten betonginklädnad i tunnel vid Grind..... 227

Concrete inner vault in the Grind Tunnel

Annika Bergholtz, Vägverket, Simon Lundgren, Scandiaconsult Sverige

...OCH ETT CASE

...AND A CASE HISTORY

Bergbyggande i Himalaya..... 237

Tunnelling in the Himalayas

Håkan Stille, KTH, Henrik Ivarsson, Skanska, Bent Aagaard, O.T. Blindheim, Norge

RESERVATIONS REGARDING THE USE OF ROCK MASS CLASSIFICATIONS IN ROCK ENGINEERING

by

T R STACEY
SRK Consulting
Johannesburg, South Africa

1 INTRODUCTION

Rock mass classification methods, which are commonly used all over the world today, were introduced about 25 years ago. They have become an extremely popular and useful means of estimating rock mass stability, support requirements in underground openings, and rock mass deformability and strength. They were developed at a time when the availability of numerical stress analysis programs was very limited. Such programs are now very readily available, and incorporate rock failure criteria, input parameters for which are commonly based on rock mass classification data. The result is that there are nowadays very powerful and easily used calculational tools which rely on rock mass classification for some or, in many cases, all of their input data.

The first publication of the Q classification system (Barton et al, 1974) commenced with the quote from Kelvin "... when you can measure what you are speaking about, and express it in numbers, you know something about it, but when you cannot express it in numbers, your knowledge is of a meagre and unsatisfactory kind ...". Rock mass classifications have provided the enormous benefit of allowing the quality of a rock mass to be quantified. However, it is this "number" which has facilitated correlation with, and the development of relationships with, numerous parameters in rock engineering. It is in these areas in particular that one has reservations regarding the use of rock mass classifications. It appears that, in many applications, the "number" has become more important than the process, and that, because there is a number, users have lost sight of the characteristics and particular behaviour of the real rock mass – it is almost as if rock engineering is being practised without considering the rock. This must not be seen as a criticism of rock mass classification, but rather of the users.

In this paper, reservations regarding the use of rock mass classifications for evaluation of stability, deformability and strength will be dealt with, as well as the consequences of this on the evaluation of possible support requirements. Firstly, however, two areas will be covered to provide the context in which discussion will follow. These are:

- the different demands of mining and civil engineering situations, and
- the different requirements of design and of prediction of behaviour.

- the consequences of failure may be severe. For example, a hydroelectric power station may become inoperable, an underground railway system may be blocked, etc.

With the different requirements for mining and civil engineering excavations, the attitudes and thinking in the two areas with regard to design, and the evaluation or prediction of behaviour, are correspondingly different.

3 DESIGN vs PREDICTION

Engineers are taught to design any structures they may create. A simplified civil engineering design process will include:

- a definition of the problem;
- the identification of possible solutions to the problem;
- definition of suitable design criteria for each solution, and decision on the factor of safety to be applied;
- determination of input parameters for the design process (for example, strength, deformability). Such values may have some degree of conservatism built into them;
- the execution of design calculations to produce a design which satisfies the set criteria.

Owing to the varying ideas of different engineers, this process could result in a variety of designs, all of which will be solutions to the problem. All of the solutions will have different overall factors of safety and conservatism built into them. Although the design process may be complicated from a calculational point of view, it is an easy one from a decision point of view. Decisions become easier as the conservatism of the design increases. As an example of this, consider an excavation in a reasonably sparsely jointed, stratified rock mass. Design criteria that could be applicable are beam stability, wedge/block stability, rock mass stability, and possibly stability against stress induced failure. Conservatively designed support will probably easily satisfy the requirements of all of these criteria without detailed calculations being necessary.

Conservative design can be achieved using the two rock mass classification systems in most common use today (Bieniawski, 1973; Barton et al, 1974), which were developed from a civil engineering background and have the in-built conservatism common to civil engineering. They are therefore most satisfactory for application in this environment (Bieniawski, 1989; Barton et al, 1992).

In contrast with design, the prediction of behaviour is much more difficult, and is a real challenge to engineers. Answers to questions such as the following for mining operations, are not easy:

- will an open stope of this dimension be stable?
- how much will the sidewall move in the next two years?

2 MINING vs CIVIL ENGINEERING SITUATIONS

The main purpose in mining is to extract ore as economically as possible, and the creation of any excavations is simply a means to this end. The shapes of stopes are dictated by the shape of the orebody. Some of the concepts relevant to mining excavations are:

- safety must be ensured where there is human access;
- stability is a concept whose meaning is determined by the mining requirements:
 - in caving mining methods, instability is a requirement for successful and safe mining;
 - in open stoping methods, stopes must remain substantially stable;
 - service excavations such as shafts, main access and haulage tunnels, and chambers (pump, hoist, refrigeration, etc) must be stable for their required life span;
- failure may relate more to serviceability than to failure of the rock or support – as long as the excavation remains satisfactorily open and permits efficient operation, it can be said not to have failed. In such cases, the use of rock strength failure criteria for the evaluation of stability may be questioned. Excavations should be close to the stability limit, and designs should allow for a substantial risk. In fact, occasional failure of excavations should occur, provided that this is not unexpected – if no excavations fail, then it is probable that they are being too conservatively, and hence uneconomically, designed. Mining excavations should ideally start to fail very soon after the mining operation has ceased;
- time also has a meaning determined by the mining requirements. The life of the mining operation is determined by the known extent of the orebody and the rate of extraction, both of which can change during the progress of the mining operations. Excavations will be designed for the appropriate life span. Since mining economics are critical, it is inappropriate to design an excavation to be stable for longer than the required life.

It will be clear from the above that different mining excavations must be designed for different probabilities of failure, and that the values of these probabilities will be much greater than those for civil engineering excavations.

In contrast with the above, requirements for civil engineering excavations are:

- long term stability (say 100 years) as there is usually some public access to most excavations;
- stability and support must be commensurate with the projected life of the excavation. The minimising of support costs is not appropriate, and usually the cost of implementing the right support is small in relation to the overall project cost. It is important that the right support (type and quantity) is installed;
- cracking of concrete or shotcrete, or a small amount of deformation, may be interpreted as failure. The excavations must be designed for a very low probability of failure (or with a high factor of safety);

- to what minimum dimension will I have to undercut this orebody to be sure that it will cave?

These questions demand a thorough understanding of the characteristics and behaviour of the rock mass, knowledge of the correct mechanism of failure, or potential failure, appropriate methods of analysis, experience and, if available, information on precedent behaviour. In such situations, general application of rock mass classification data and associated techniques may not be satisfactory.

In the following sections, illustrative examples will be given to demonstrate the potential effects which could result from abuse of rock mass classifications. Firstly, the effects of variability of data will be considered, followed by stability, analysis, strength, and support design effects.

4 EFFECT OF VARIABILITY ON ROCK MASS CLASSIFICATION VALUES

All geotechnical engineers know that the rock materials and masses with which they work are variable. In addition, external forces and constraints are usually variable. Certainly Barton et al (1992) recognised the importance of variability in rock mass classifications. Yet this variability is often not taken into account in design – it is, however, catered for if a large factor of safety is used in the design.

To demonstrate the influence of variability on rock mass classification values, typical variations in the input parameter values for the Q system have been assumed as shown in Figure 1. Constant values of 2.5 and 1.0 were assumed for the stress reduction factor SRF and the joint water number J_w respectively.

When these distributions are sampled randomly to calculate Q, the distribution of Q shown in Figure 2 is the result. The range in calculated Q is between approximately 0.1 and 7, the value of Q at the peak of the distribution is about 2, the mean Q is 2.65, and the value of Q using mean values for all of the input parameters is 2.41. It is this last value that would usually be used as a single value for design purposes, and, owing to the fact that support would usually be installed, the result would be adequate for civil engineering purposes. However, for the range of Q values from 0.1 to 7, the intercept with the “no support” line varies from an equivalent dimension of about 1.0m to about 4.5m. This could have a significant effect if stability, or instability, is to be predicted.

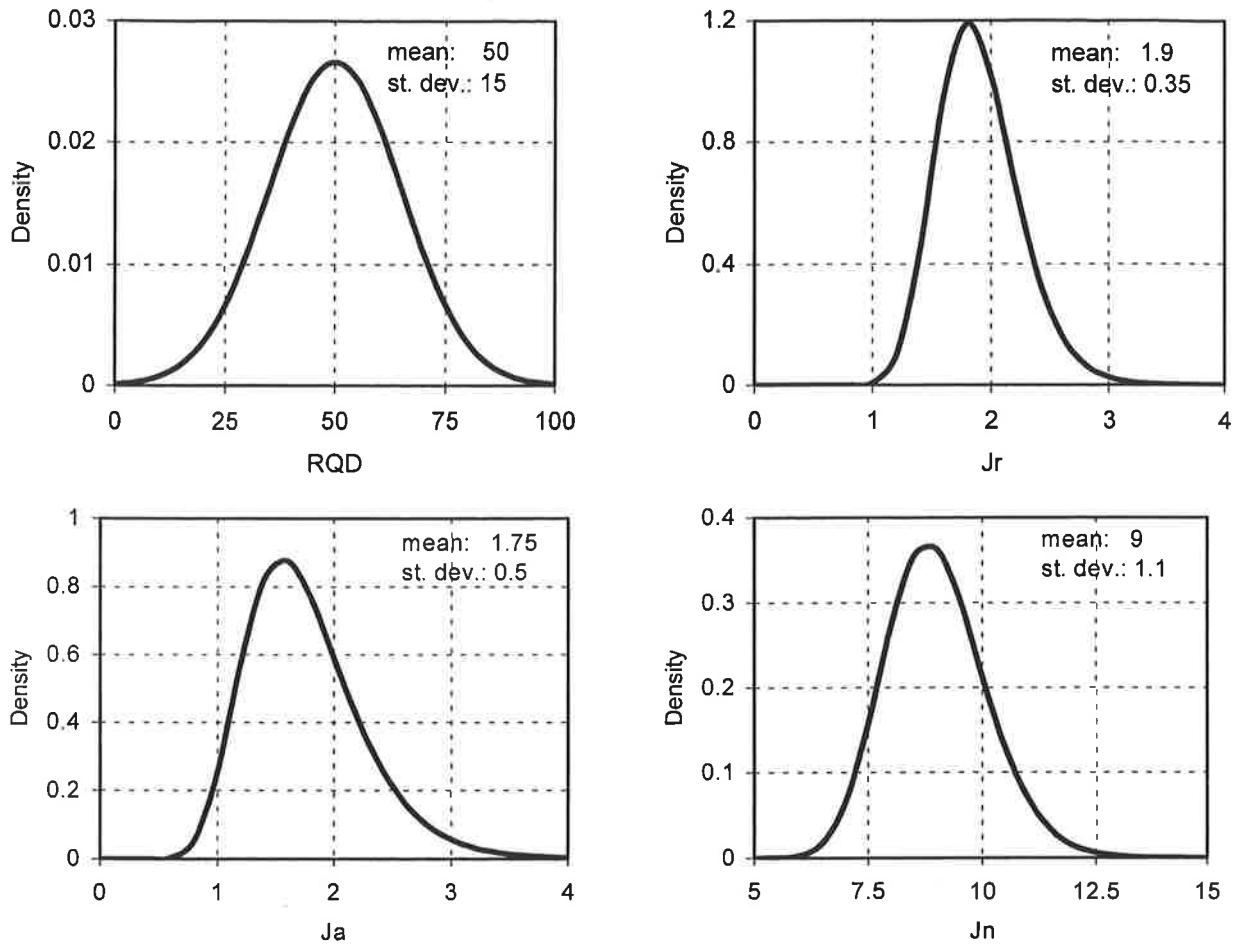


Figure 1: Distributions of RQD, J_r , J_a , and J_n

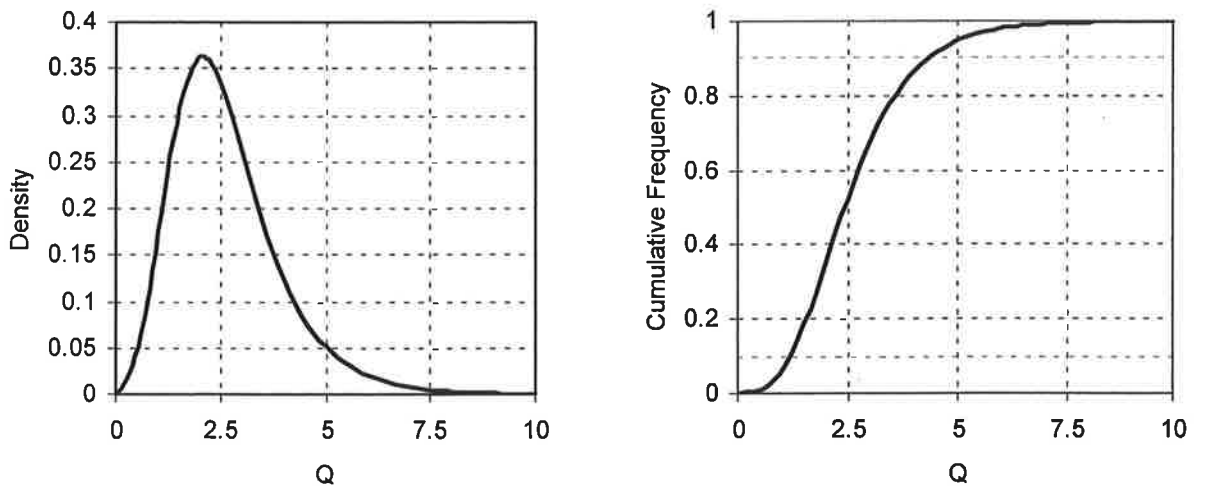


Figure 2: Resulting distribution of Q

5 EVALUATION OF STABILITY

The determination of stability was referred to briefly above. Rock mass classifications are frequently used for the prediction of stability, or instability. With regard to block cave mining, Laubscher's (1994) mining rock mass classification is commonly used, and prediction of cavability is made using the empirical correlation between the adjusted mining rock mass rating and the hydraulic radius of the undercut (hydraulic radius of the undercut is the area divided by the perimeter). Laubscher has updated this correlation from time to time (which confirms the inherent uncertainty), and the most recently published version is shown in Figure 3. The transitional band represents the uncertainty in the prediction method.

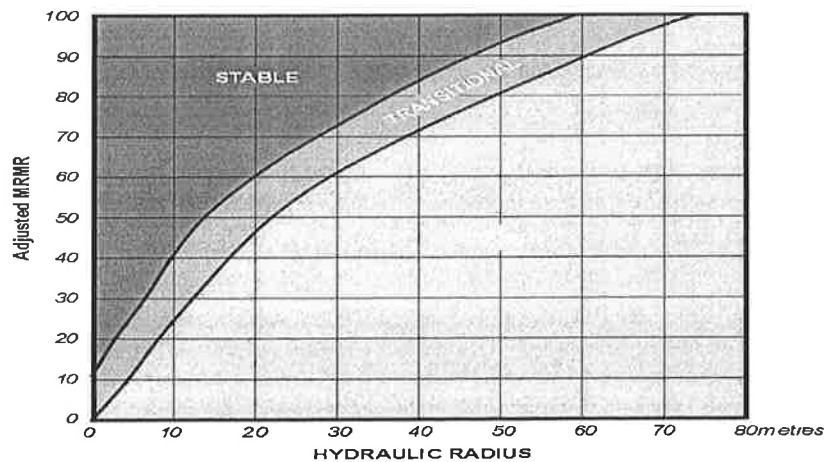


Figure 3: Correlation between adjusted MRMR and hydraulic radius (after Laubscher, 1994)

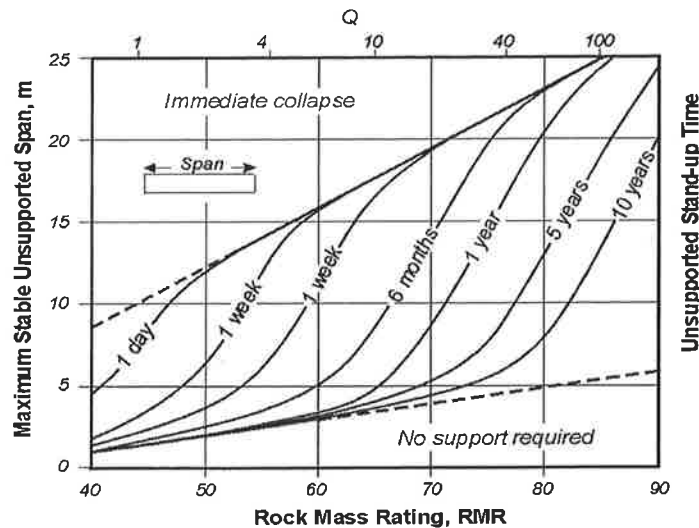


Figure 4: Correlation between unsupported span and Bieniawski's RMR (after Hutchinson and Diederichs, 1996)

The equivalent Bieniawski relationship, in the form developed by Hutchinson and Diederichs (1996), is shown in Figure 4. The wide range in possible spans, depending on the stand up time required, is obvious, and illustrates the uncertainty in the approach.

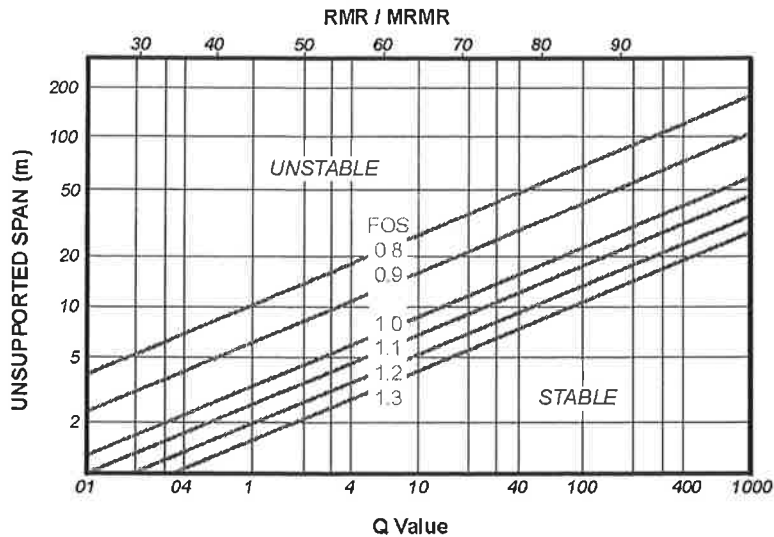


Figure 5: Relationship between unsupported span and Q (after Houghton and Stacey, 1980)

Barton et al (1980) illustrated the variability in their data in differentiating between permanently unsupported excavations and those in which support was installed. However, in these data, it is only known that the excavations are stable, which does not distinguish between stability and instability – some of the stable unsupported excavations may be far more stable than others. A suggested quantification for the factor of safety of unsupported excavations using the Q system was made at about the same time (Houghton and Stacey, 1980) and is shown in Figure 5.

Experience with this chart has shown that instability corresponds with a factor of safety of 0.7 to 0.8. If, for example purposes, this is used as a predictor of cavability, then, for the commonly adopted Q value above of 2.41, the required span would be 23m. However, owing to the variability shown in Figure 2, there is a 10% probability that caving will only take place at a span of 30m, and also a 10% probability that caving will not take place when the span is 18m. Using Laubscher's curve in Figure 3 with a mining rock mass rating equivalent to the Q value used above, adjusted for poor blasting, the predicted hydraulic radius is between 7 and 13. This corresponds with a caving span of 19m to 35m, assuming that the length of the excavation is three times the span. Using the Bieniawski relationship in Figure 4, the predicted maximum span is about 18m at immediate collapse. These examples illustrate the difficulty of making a good prediction of instability using rock mass classifications.

Stille (1992) summarises very well the three most common stability problems and their underlying failure mechanisms – fallout of blocks, general shear failure, and instability due to high stresses. A fourth problem, which relates to the stability of beams, can be added to these three. Of these four stability problem areas, it is only in some cases in one area, that of general shear failure, that a general rock mass classification approach to stability assessment can be regarded as being valid. The implication is that, when considering instability, it is most important to take into account a range of possible alternative rock mass characteristics, failure mechanisms, and methods of analysis, before arriving at a “prediction”.

It can be concluded that prediction of instability using rock mass classifications is far from satisfactory. The accuracy of prediction will be enhanced significantly if there is good precedent experience, such as a case of a known caving span in a similar rock mass. However, accuracy of instability prediction for new situations in which there are no precedents is questionable using rock mass classifications.

6 ANALYSIS OF ROCK MASS BEHAVIOUR

Many very good numerical stress analysis programs are available at low cost nowadays. These programs provide rock engineers with very powerful tools for analysis of rock engineering problems. Unfortunately they require, as input, values of rock mass parameters. Since rock mass parameters are extremely difficult to determine satisfactorily in the field, rock mass classifications have provided a very convenient way of obtaining input parameters. Correlations have been developed between the rock mass quality (Q or RMR) and:

- the rock mass modulus of elasticity;
- rock mass strength parameters:
 - cohesion and angle of friction;
 - Hoek-Brown m and s parameters.

Once the rock mass quality is known, these parameters can be obtained, and very sophisticated analyses can then be carried out to predict stresses, deformations and failure or potential failure, and to design support requirements. These aspects will be dealt with separately in the following sections.

6.1 Analysis of rock mass stresses and deformations

In an elastic stress analysis, which will probably be valid for **stable** rock mass conditions (and hence usually for design purposes), the deformations calculated are directly proportional to the value of the modulus of elasticity. Therefore, to predict deformations that will occur on excavation, it is essential that the correct modulus is used. Such predictions may be necessary to ensure good installation and operation, for example, of conveyors, rail or track bound equipment, and level sensitive equipment

such as crushers. The relationship between rock mass quality and deformation modulus is based on work carried out by Bieniawski (1978) and Serafim and Pereira (1983). These data include a significant amount of variability due to the inherent variability in the testing methods and the rock masses. However, an equation for the average curve of the relationship is available in the literature (Hoek, 1998). If this equation is used with the variability in rock mass quality shown in Figure 2, then the resulting distribution of calculated rock mass modulus of elasticity is as shown in Figure 6. This curve shows very clearly the difficulty that will be experienced in attempting to predict deformations accurately – what value of modulus is applicable?

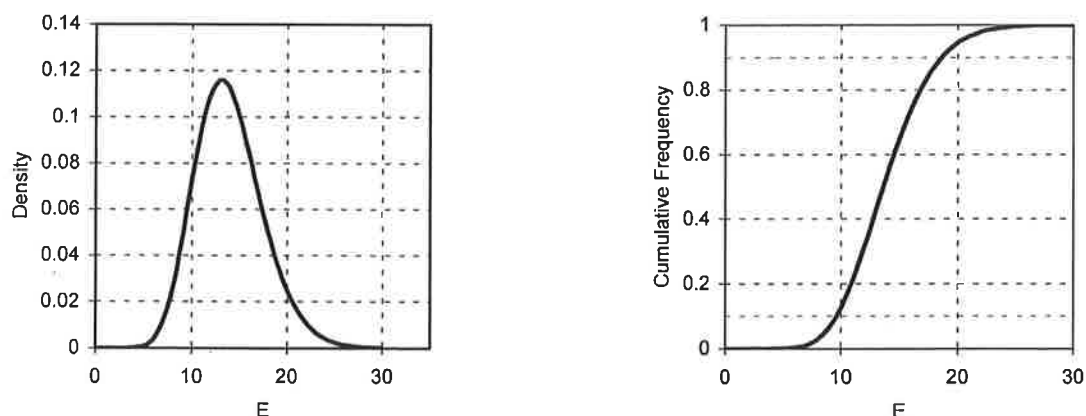


Figure 6: Distribution of calculated rock mass modulus

To illustrate the effect of this, consider a circular vertical shaft with a diameter of 6m. Deformations of a shaft are important since they may affect the safe and efficient running of hoists. If mining results in a change in the magnitude of the horizontal stress in one direction, shaft deformations will occur. The maximum deformation calculated, assuming a mean modulus of 13.7 GPa, is 20mm. However, from the graph in Figure 6, taking variability into account it can be seen that there is a 10% probability that the deformation will exceed 27mm and a 5% probability that the deformation will exceed 30mm.

The magnitudes of stresses calculated in an elastic stress analysis are not dependent on the value of the modulus of elasticity. Therefore, for such **stable** analyses, it does not really matter what modulus is determined from rock mass classifications. Further, the prediction of potential failure zones using elastic stress analysis results and a stress based failure criterion is also not affected by the modulus of elasticity assumed.

Although the modulus of elasticity has been correlated with rock mass classifications, in rock mechanics in general, the other elastic parameter, Poisson's ratio, has been neglected. A value for Poisson's ratio is usually "assumed". It has been shown above that elastic stresses are not dependent on modulus of elasticity, and that deformations are directly proportional to the value of modulus of elasticity. However, this is not the

case with Poisson's ratio. The effect of Poisson's ratio is illustrated by the results in Figure 7 for a circular shaft, using values of Poisson's ratio of 0.1 and 0.3. It can be seen that the value of Poisson's ratio has a limited effect on the sidewalls, where conditions are two dimensional, but a significant effect at the shaft bottom, which is three dimensional.

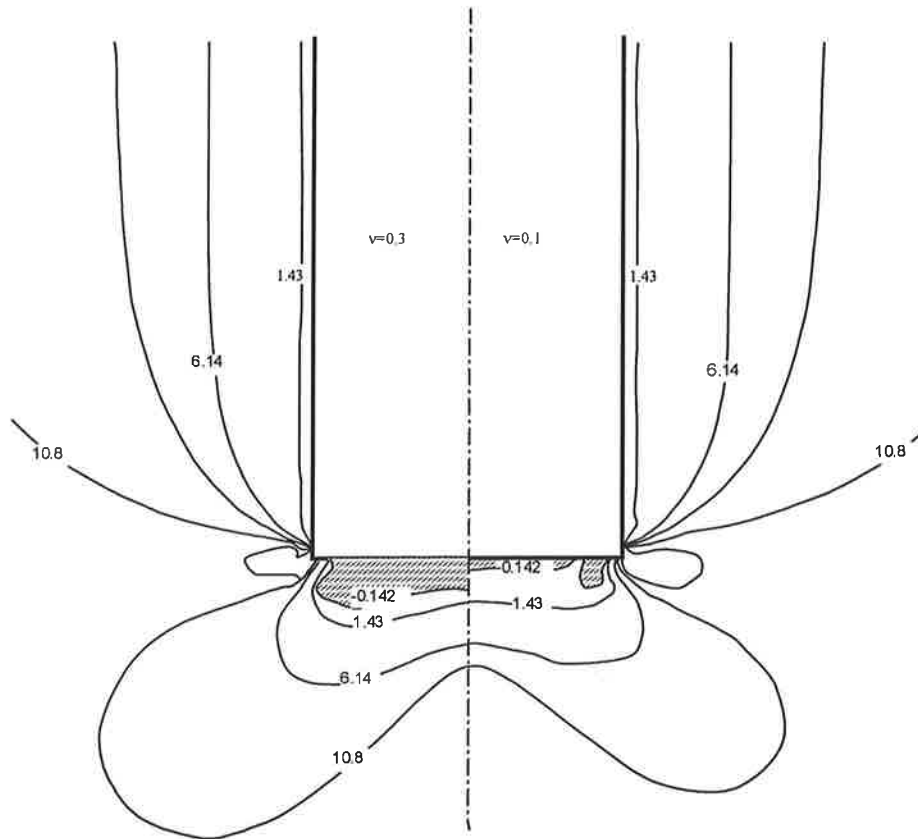


Figure 7: Distribution of minimum principal stress at shaft bottom

6.2 Analysis of rock mass failure

The above discussion has dealt with elastic or linear stress analyses. These may often be regarded as simple and unrealistic, in particular if prediction of failure behaviour is being attempted. The available numerical stress analysis programs have in-built capabilities for sophisticated non-linear analysis, usually making use of Mohr-Coulomb or Hoek-Brown failure criteria. When such analyses are used, the input elastic parameters are irrelevant to a large extent since deformations will usually be much larger than the elastic values. They will be determined by the yielding behaviour of the rock mass, and stresses in the yielding areas will be redistributed to the non-yielding areas. It is very tempting (and very easy) to carry out these sophisticated analyses, and the published rock mechanics literature shows that this is very often done, with rock mass classifications providing the deformation and strength parameter input. There are

many published papers in which extremely complicated analyses have been carried out, yield zones defined, and contours of factor of safety, or something equivalent, produced. Many of these are theoretical exercises in which there is no consequence regarding the behaviour of the theoretical rock. What is important, however, is how real rock behaves under real conditions.

Hoek et al (1995) present useful examples of the prediction of failure around excavations in massive brittle rock. They make use of rock mass classification to provide input data for numerical analyses, and they make use of the Hoek-Brown rock mass strength criterion for the prediction of failure. Shown in Figure 8 are the results of observed and predicted geometries of failure zones for two of the cases.

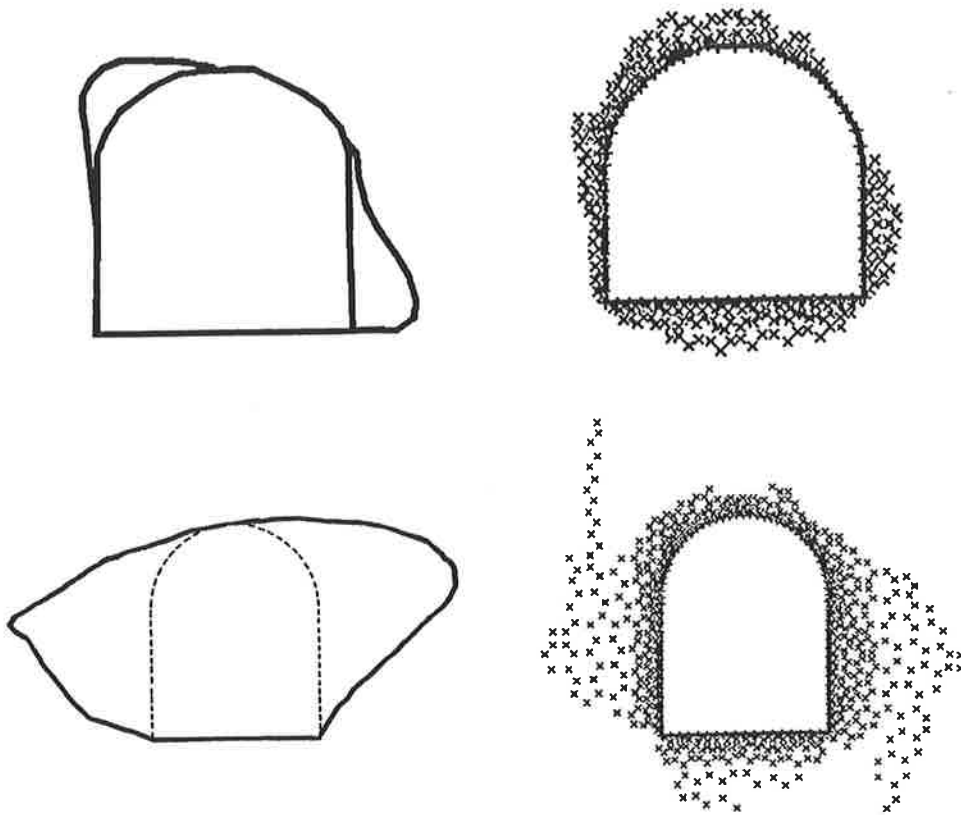


Figure 8: Observed and predicted failure extents (after Hoek et al, 1995)

It can be seen that there really is little resemblance between the observed and the predicted failure zone geometries, but it can also be seen that the depth of failure is predicted reasonably well. Therefore, from a **design** point of view, in which stability needs to be preserved and failure contained, such an analysis will be quite adequate – it will determine the necessary potential volume of failure and the necessary length of anchors. However, if the requirement is to predict the development of failure, or to determine whether the excavation will stabilise naturally, then the analysis is completely inadequate, since it does not take into account the correct mechanism of failure (Hoek et

al (1995) do acknowledge that they made no attempt to investigate the rock physics of the process). The failure prediction areas in Figure 8 are due to shear, but the actual mechanism of failure is extension.

Martin (1997) presents the predicted extents of failure around a circular tunnel using several different failure criteria. For this tunnel there are excellent input data on rock properties and boundary stresses. These predictions are shown in Figure 9.

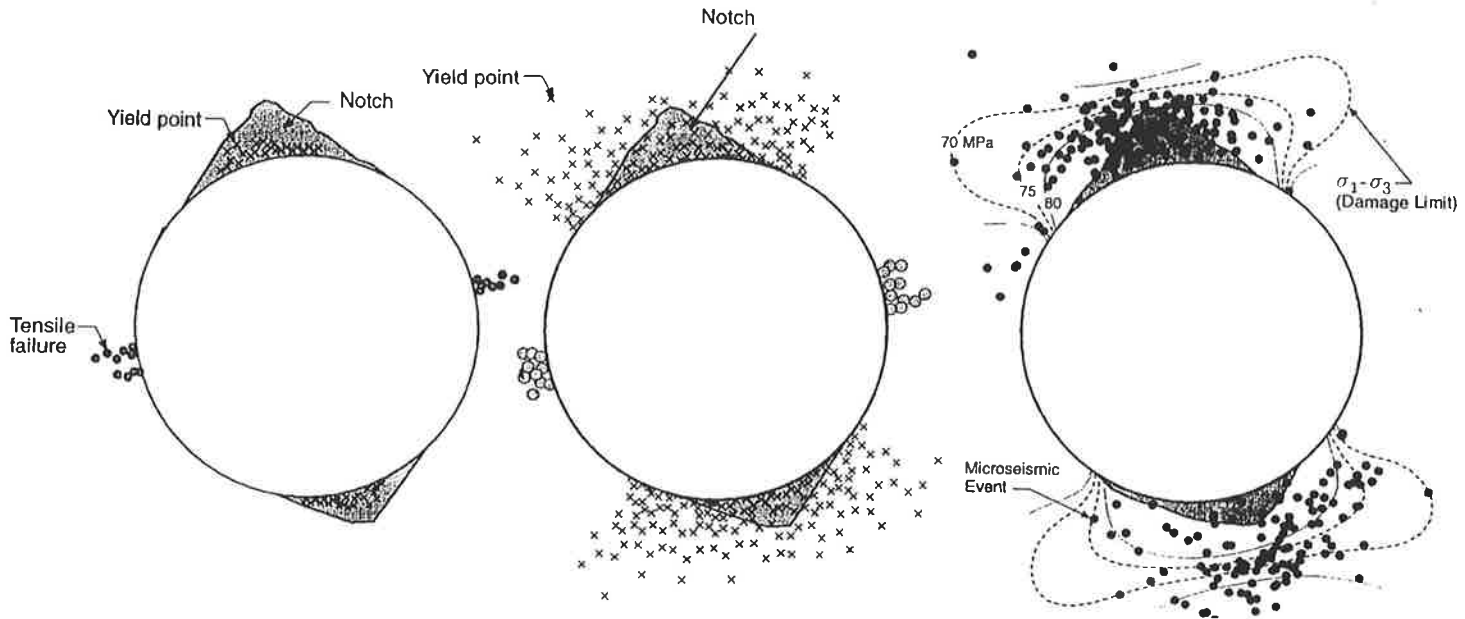


Figure 9 Failure predicted around a circular tunnel using alternative failure criteria (Martin, 1997)

In contrast with this, Wesseloo and Stacey (2000) used an extension strain failure criterion to model the progressive development of fracture around the tunnel, and the resulting stable breakout situation. The results of this analysis are shown in the first illustration in Figure 10. The second illustration shows the actual observed stable tunnel geometry superimposed on the predicted geometry. The agreement between the predicted stable breakout and the actual breakout is remarkable.

This example illustrates the importance of “getting the failure mechanism right”.

In jointed rock masses, the jointing can have a major effect on the behaviour of the rock mass. Deformation and failure will take place preferentially along the joints. Often, one or two of the joint sets are dominant, and the implications are that both rock mass deformation and rock mass failure will be directional. This is not taken into account in a rock mass classification approach, which applies more to homogeneous rock mass behaviour.

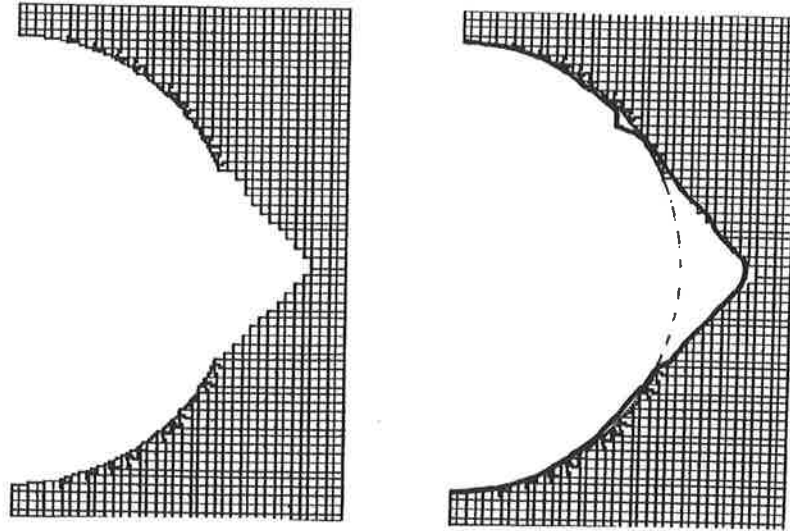


Figure 10: Predicted stable breakout using an extension strain criterion, and observed breakout superimposed on the predicted geometry

6.3 Evaluation of support requirements

Numerical stress analyses are commonly used to design rock support or to determine whether a support system is adequate. It follows from the above that, if the wrong mechanism of rock mass failure is assumed, the support determined may be equally incorrect. This is likely to have little consequence in civil engineering applications owing to the conservatism, but, if the aim is to minimise the support requirements, then the consequences could be significant. This is illustrated graphically by the example of the circular tunnel given above. The various predicted extents of failure shown in Figure 9 indicate that a significant amount of support could be required, possibly over about 50% of the tunnel perimeter, and that the length of the support elements would need to be about equal to the tunnel radius. However, the tunnel actually stabilised, without support, with the breakout geometry shown in Figures 9 and 10.

7 CONCLUSIONS

Rock mass classifications have provided a very powerful tool in rock engineering, and have been of great benefit since their introduction. However, the apparent ease and simplicity with which rock masses can be classified, and with which a number can be

put to their quality, has opened them to abuse. It must be said that this abuse is due to the users and not to the classification methods themselves. In civil engineering applications, in which there is conservatism and usually a large factor of safety, any shortcomings in the use of rock mass classification approaches are masked. However, in analysis and prediction this is not the case. The following are some of the perceived shortcomings:

- owing to the availability of a rock mass quality number, the “feel” for the rock mass and the understanding of the likely rock mass behaviour may be lost by the inexperienced user;
- general rock mass classification is not applicable to a wide range of rock masses, and this can be overlooked with the availability of a rock mass quality number. The impression gained is that many rock engineers nowadays expect the rock mass to behave according to the number rather than according to the real in situ rock mass characteristics;
- the availability of correlations between the rock mass quality number and rock mass deformation and strength parameters has facilitated sophisticated non-linear numerical stress analyses of rock masses. These analyses are often carried out without the necessary understanding of the mechanisms of deformation and failure of the rock mass. This can result in completely incorrect assessments of stability, and support requirements;
- the prediction of stability, or instability, requires a thorough understanding of the potential failure behaviour of the rock mass and the appropriate failure mechanisms. It is probably necessary to consider a range of potential failure mechanisms before making a stability prediction;
- variability in the input parameters for rock mass classification needs to be considered. The risks involved will not be taken into account with the use of a single number for the rock mass quality.

ACKNOWLEDGEMENTS

The calculational work for the examples presented in the paper were carried out by Johan Wesseloo, and this assistance is greatly appreciated.

REFERENCES

Barton, N, Grimstad, E, Aas, G, Opsahl, O A, Bakken, A, Pedersen, L and Johansen, E D (1992) Norwegian Method of Tunnelling, *World Tunnelling and Subsurface Excavation*, June, pp231-238.

Barton, N, Lien, R and Lunde, J (1974) Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, *Rock Mech.*, Vol 6, No 4, pp 189-236.

Barton, N, Loset, F, Lien, R and Lunde, J. (1980) Application of the Q-System in design decisions concerning dimensions and appropriate support for underground installations, *Rockstore, Int. Conf. on Sub-surface Space*, Stockholm, Vol 2, pp 553-561.

Bieniawski, Z T (1973) Engineering classification of jointed rock masses, *Trans S. Afr. Inst. Civil Engineers*, Vol 15, No 12, pp 335-344.

Bieniawski, Z T (1978) Determining rock mass deformability – experience from case histories, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 15, pp 237-247.

Bieniawski, Z T (1989) *Engineering Rock Mass Classifications*, Wiley, New York.

Hoek, E (1998) Rock Engineering Course Notes <http://www.rocscience.com/hoek-corner.htm>

Hoek, E, Kaiser, P K and Bawden, W F (1995) *Support of Underground Excavations in Hard Rock*, Balkema.

Houghton, D A and Stacey, T R (1980) Application of probability techniques to underground situations, *Proc, 7th Regional Conf. for Africa on Soil Mech. and Foundation Engineering*, Accra, Vol 2, Balkema, pp 879-883.

Hutchinson, D J and Diederichs, M S (1996) *Cablebolting in underground mines*, BiTech Publishers Ltd, Canada.

Laubscher, D H (1977) Geomechanics classification of jointed rock masses – mining applications, *Trans Inst. Min. Metall.*, Section A, Vol 86, ppA1-A8.

Laubscher, D H (1994) Cave mining – state of the art, *Jl S. Afr. Inst. Min. Metall.*, Vol 94, October 1994, pp 279-293.

Martin C D (1997) Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength, *Can. Geotech. J.*, Vol 34, pp 698-725.

Serafim, J L and Pereira, J P (1983) Considerations of the geomechanical classification of Bieniawski, *Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Construction*, LNEC, Portugal, Vol 1, pp II.33-II.42.

Stille, H (1992) Rock support in theory and practice, *Proc. Symp. Rock Support in Mining and Underground Construction*, ed P Kaiser and D McCreath, Balkema, pp 421-438.

Wesseloo, J and Stacey, T R Face and sidewall fracturing in circular excavations and effects on excavation and support, *Proc. World Tunnel Congress, Tunnels Under Pressure*, ITA, S. Afr. Inst. Min. Metall., to be published.

ABSTRACT

Rock mass classification methods, which are commonly used all over the world today, were introduced about 25 years ago. They have become an extremely popular and useful means of estimating rock mass stability, support requirements in underground openings, and rock mass deformability and strength. They were developed at a time when the availability of numerical stress analysis programs was very limited. Such programs are now very readily available, and incorporate rock failure criteria, input parameters for which are based on rock mass classification data. The result is that there are nowadays very powerful and easily used calculational tools which rely on rock mass classification for some or, in many cases, all of their input data.

In this paper, reservations regarding the use of rock mass classifications for evaluation of stability, deformability and strength are dealt with, as well as consequences of this on the evaluation of support requirements. The different demands of mining and civil engineering situations, of design, and of prediction of behaviour are identified. The effect of variability of geotechnical parameters is considered before discussing shortcomings regarding the evaluation of stability and the analysis of rock mass behaviour.

It is concluded that rock mass classifications have provided a very powerful tool in rock engineering, and have been of great benefit since their introduction. However, the apparent ease and simplicity with which rock masses can be classified, and with which a number can be put to their quality, has opened them to abuse (which is due to the users and not to the classification methods themselves). In civil engineering applications, in which there is conservatism and usually a large factor of safety, any shortcomings in the use of rock mass classification approaches are masked. However, in analysis and prediction this is not the case. The following are some of the perceived shortcomings:

- owing to the availability of a rock mass quality number, the “feel” for the rock mass and the understanding of the likely rock mass behaviour may be lost by the inexperienced user;
- general rock mass classification is not applicable to a wide range of rock masses, and this can be overlooked with the availability of a rock mass quality number. The impression gained is that many rock engineers nowadays expect the rock mass to behave according to the number rather than according to the real in situ rock mass characteristics;
- the availability of correlations between the rock mass quality number and rock mass deformation and strength parameters has facilitated sophisticated non-linear numerical stress analyses of rock masses. These analyses are often carried out without the necessary understanding of the mechanisms of deformation and failure of the rock mass. This can result in completely incorrect assessments of stability, and support requirements;
- the prediction of stability, or instability, requires a thorough understanding of the potential failure behaviour of the rock mass and the appropriate failure mechanisms.

It is probably necessary to consider a range of potential failure mechanisms before making a stability prediction;

- variability in the input parameters for rock mass classification needs to be considered. The risks involved will not be taken into account with the use of a single number for the rock mass quality.

G:\proj\323232\another\stac\swedish day.doc

THE FRÖYA TUNNEL – A SUB-SEA ROAD TUNNEL IN COMPLEX GROUND CONDITIONS

Fröya-tunnelen – en undersjøisk vegtunnel i komplekse grunnforhold

Arild Palmström, Norconsult AS, Oslo, Norway

Håkan Stille, KTH, Stockholm, Sweden

Bjørn Nilsen, NTNU, Trondheim, Norway

1 INTRODUCTION

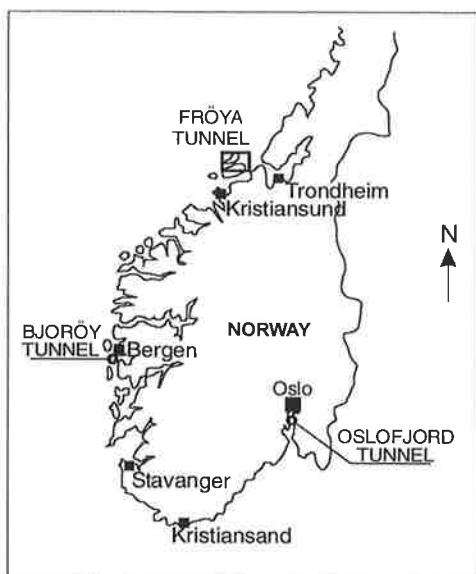


Figure 1 Location of the Fröya tunnel and two sub-sea tunnels with problems.

The Fröya road tunnel is the second sub-sea tunnel of the Hitra - Fröya project, see Figures 1 and 2. After the 5.7 km long and 264 m deep Hitra tunnel was completed in 1994, the construction of the Fröya tunnel started in early February 1998.

The tunnel is 5.3 km long with its deepest point 155 m below sea level. 68 % of the length is below the sea, where the rock overburden varies between 37 m and 155 m. The two-lane tunnel has cross sectional area of 50 m² (T8 tunnel profile), and a maximum gradient of 8 %. A reservoir of 1150 m³ in the lowest point is large enough to store 4 days of leakage water (if the supply of electricity fails).

When construction of the Fröya tunnel started, about 30 sub-sea rock tunnels had been successfully completed along the coastline of Norway. However, in the three following projects, large unexpected problems had occurred:

- The *Bjorøy* tunnel, where a more than 10 m wide Jurassic, tensional fault zone filled with clay, sand and coal fragments, quite unexpectedly was encountered in the Precambrian bedrock. This was a zone of extremely high permeability and very poor stability. A very time-consuming procedure, involving stepwise grouting, drainage, spiling and shotcrete arches, was necessary to tunnel through it.

- The *North Cape* tunnel, where flat layered, weak sedimentary rocks (mainly shales and sandstones) unexpectedly caused very poor stability. Extensive shotcreting and concrete lining close to the tunnel face had to be installed, which reduced tunnelling progress to less than 20 m/week. The difficult conditions were not realised from the pre-investigations due to the relatively high seismic velocity of the rocks (5 km/s and more).
- The *Oslofford* tunnel, where a deep cleft filled with Quaternary soil was encountered, necessitating ground freezing to get through. The cleft was not detected prior to tunnelling, despite very comprehensive pre-investigations including traditional refraction seismics as well as directional core drilling and seismic tomography at the actual location.

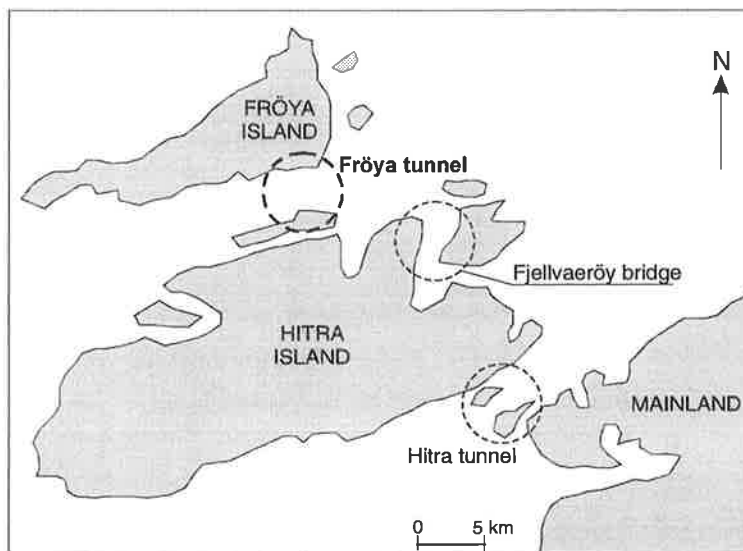


Figure 2 The Frøya tunnel of the Hitra – Frøya road project.

Due to the very difficult ground conditions of the Frøya tunnel, the Road Authorities wanted it to be thoroughly evaluated by two independent expert panels. In their two independent reports excavation methods and rock support were analysed and supplemented by a cost estimate and risk assessment, (Nålsund et al., 1996; Nilsen et al., 1997). Both reports concluded that the tunnel could be constructed within economical limits using the drill and blast method for

excavation, provided thorough quality control in planning and construction.

2 GROUND CONDITIONS

2.1 Geology

The metamorphic rocks in the area are of Precambrian age with gradual transitions between various gneisses, such as granitic gneiss, micagneiss, and migmatite. A few bands or layers of limestone/marble have been observed in the actual area. The strike of the rocks is mainly ENE-WSW with steep dip towards NW.

The area is located close to the main continental faults, and the sedimentary rocks of the continental shelf are only 20 - 30 km off Frøya. One important task was therefore to find if a local sedimentary basin could occur on the sea bottom along the tunnel.

The area has been exposed to major faulting in Precambrian as well as the Caledonian and the Alpine orogenesis. Several depressions and valleys representing faults and thrusts can be seen in the topography. Similarly, also the map of the sea bottom showed a topography with marked depressions indicating the presence of fault or other weakness zones. The refraction seismic measurements confirmed this.

A main geological feature is the Tarva fault (see Figure 4) which can be followed more than 150 km towards NW on the Norwegian mainland. This probably very old fault is assumed to have been reactivated during the Jurassic/Cretaceous, maybe also in the Tertiary time.

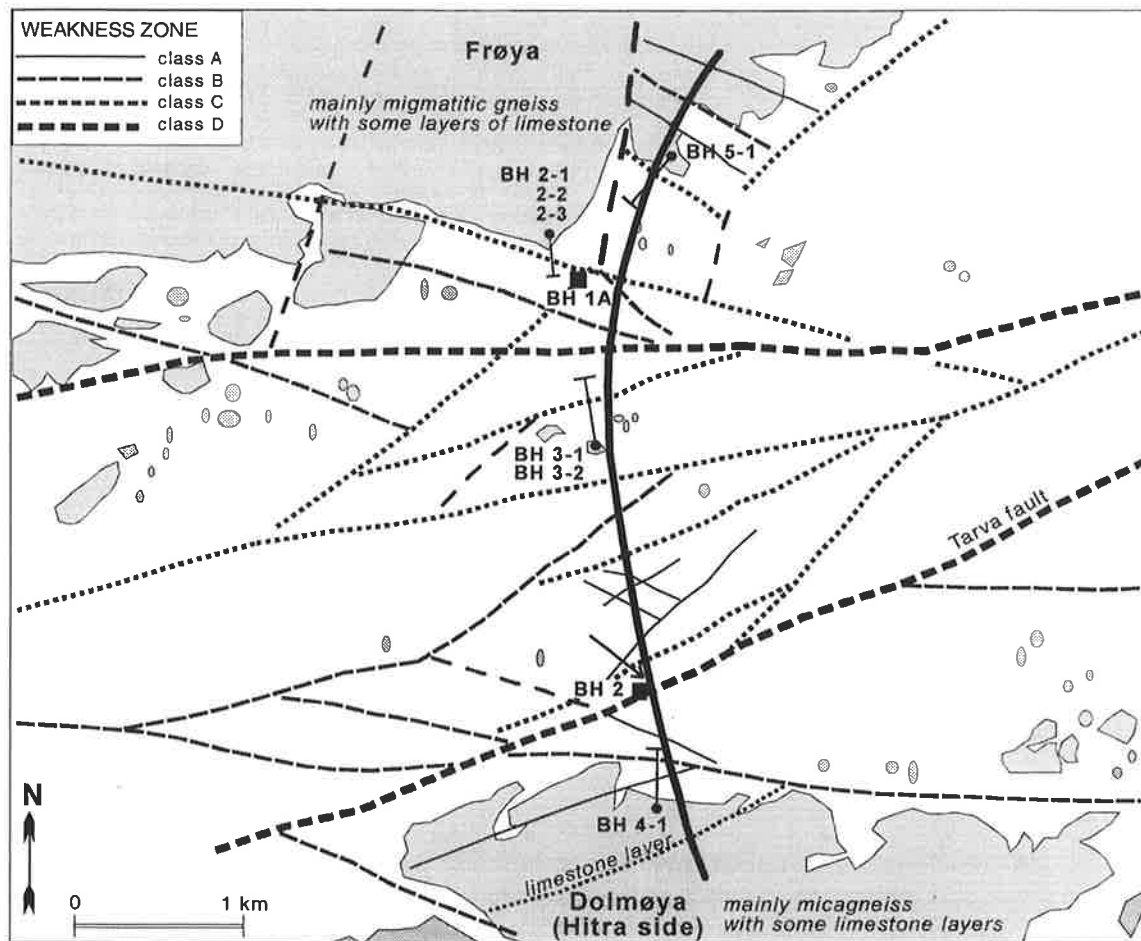


Figure 3 Assumed main weakness zones in the tunnel area, as interpreted from geological maps, aerial photos and field investigations. The zones were classified according to their estimated stability.

2.2 Field investigations

The field investigations for the project started in 1982 with initial reflection seismic (acoustic) measurements and the first refraction seismic profiles. In 1992, the tunnel alignment was chosen, for which cost estimate and detailed design was performed.

In 1995, during the final design, core drillings were performed on both sides of the Frøyfjord. Unexpected, exceptionally poor ground conditions were then discovered in the northern side of the fjord. It was found that a more than 30 m thick zone consisting of silt, sand and gravel material, and with direct connection to the sea bottom, would represent very difficult ground conditions. Therefore, part of the tunnel alignment was moved to the east in this area, where also the following, additional field investigations were performed:

- Refraction seismic profiles along the tunnel alignment with several cross profiles;
- Inclined core drillings both from land, from small islets in the Frøyfjord. Many of these had great drilling problems caused by the difficult ground conditions;
- In addition, two holes in the fjord were performed from a drill ship;
- Special studies of the tectonic setting in the region;
- Detailed core logging and laboratory testing.

2.3 Feasibility, risk and cost evaluations

The refraction seismic measurements show a larger portion of low velocity (weakness) zones than for any of the other sub-sea tunnels constructed in Norway. In addition, the core drillings have penetrated long sections of rocks with weakness zones having a higher degree of alteration than is normal in Norwegian hard-rocks. Thus, the material in many zones consists of soil-like materials (clay, silt, sand and gravel). Often, the clay material shows high degree of swelling with low strength and friction properties.

The results of the investigations proved that the Frøya tunnel would require thorough evaluations of all investigations to assess its feasibility, and that special routines and control should be implemented during planning and construction.

In the report prepared by the authors of this paper, the construction time and cost estimates were based on a detailed prognosis of the expected ground conditions. For this, the ground was divided into 8 different classes; 4 classes for the expected ground quality between weakness zones, and 4 classes for the main types of weakness zones. For each class the appropriate types and amount of rock support were given. In addition, the leakage conditions with the possible amount of grouting works were assumed along the tunnel. This prognosis has been actively used in the follow-up of the construction time and cost, as described in Section 3.2.

2.4 Evaluation of uncertainty in time and cost estimation

Underground projects are almost unique as the conditions and demands vary from one project to another. A high degree of complexity is also common as the projects are characterised by difficult conditions, complex contracts and environmental focus. Society also becomes more involved. History has shown that damage events originating from geological hazards often have a significant impact on the project time and cost.

Estimation of cost and time is an important part of any underground project. All uncertainties involved in such projects will contribute to uncertainties in the estimation of cost and time.

A commonly used alternative for quick and simplified uncertainty analysis, is the so-called Lichtenberg's method (Lichtenberg, 1978), see Figure 4.

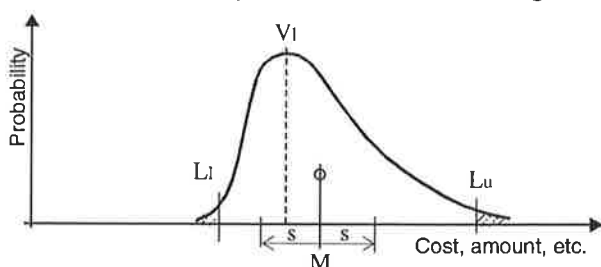


Figure 4 Parameters applied in the Lichtenberg uncertainty analysis.

In brief, the basic principle of the method is that for each factor (an amount or a price) a lower limit (L_l , to be underpassed only by 1 %), an upper limit (L_u , to be exceeded by only 1 %) and the most likely value (V_1 , representing the best estimate) are estimated. Based on this, the average value (M) and standard deviation (s) are calculated as follows:

$$M = 1/5(L_l + 3V_1 + L_u)$$

$$s = 1/5(L_u - L_l)$$

The Lichtenberg method is pseudo-statistical, and is valid strictly only if the factors are mutually independent and can be described by an Erlang distribution. Applying the method for establishing the cost contributions of a tunnel project, therefore, is in general a gross simplification. Still, the method may give a good indication on distribution of uncertainty, and on what are the main uncertainties. However, the very base is the variables describing the capacity or cost per basic unit. A well established database for tunnelling capacities and costs is the key to reliable estimation.

The calculations were based on estimated extents and costs of the various rock mass classes and works ahead of the tunnel face. As shown in Table 1, the lengths of the most difficult rock mass classes (C and D) and the extent of grouting are the most uncertain factors (highest variance). The standard deviation in Table 1 corresponds to a coefficient of variation of 10 %, corresponding to what is regarded as a low uncertainty in "con-

ventional cost estimation” based on anticipated geological complexity and extent of probe drilling, grouting and rock support.

Table 1 Uncertainty analysis (“max/min-estimation”) based on Lichtenberg’s method.

CLASS	UNIT	LI	VI	Lu	M	M (NOK)	s	s (NOK)	s ² (NOK)	
GROUND QUALITY	1	m	700	1235	2000	1 281		260	2 162 472	4,67629E+12
		NOK/m	7000	8362	9500	8 317	10 654 333	500	640 500	4,1024E+11
	2	lm	1200	1720	2500	1 772		260	2 611 492	6,81989E+12
		NOK/m	8400	10107	11500	10 044	17 798 322	620	1 098 640	1,20701E+12
	3	m	600	1060	1700	1 096		220	2 913 416	8,48799E+12
		NOK/m	11000	13338	15200	13 243	14 514 109	840	920 640	8,47578E+11
	4	m	50	330	500	308		90	1 658 430	2,75039E+12
		NOK/m	14500	18545	22000	18 427	5 675 516	1 500	462 000	2,13444E+11
	A	m	50	125	300	145		50	868 110	7,53615E+11
		NOK/m	13500	17437	21000	17 362	2 517 519	1 500	217 500	47306250000
	B	m	150	240	400	254		50	2 443 710	5,97172E+12
		NOK/m	39000	48457	60000	48 874	12 414 047	4 200	1 066 800	1,19806E+12
C	m	150	380	600	378		90	6 749 190	4,55516E+13	
	NOK/m	56000	73985	97000	74 991	28 346 598	8 200	3 099 600	9,60752E+12	
D	m	10	140	280	142		54	8 862 869	7,85504E+13	
	NOK/m	135000	155212	220000	164 127	23 306 062	17 000	2 414 000	5,8274E+12	
FREEZING	m	0	0	50	10		10	3 100 000	9,61E+12	
	NOK/m	250000	300000	400000	310 000	3 100 000	30 000	300 000	90000000000	
PROBE DRILLING	I	m	3500	4310	4500	4 186		200	32 400	1049760000
		NOK/m	150	160	180	162	678 132	6	25 116	630813456
	II	m	250	320	1000	442		150	41 430	1716444900
		NOK/m	240	267	340	276	122 080	20	8 840	78145600
	III	m	300	600	1100	640		160	208 032	43277313024
		NOK/m	1000	1167	2000	1 300	832 128	200	128 000	16384000000
PRE-GROUTING	i	m	400	1195	3200	1 437		560	4 095 168	1,67704E+13
		NOK/m	5000	7188	10000	7 313	10 508 494	1 000	1 437 000	2,06497E+12
	ii	m	300	745	1500	807		240	5 140 464	2,64244E+13
		NOK/m	15000	19031	35000	21 419	17 284 810	4 000	3 228 000	1,0422E+13
	iii	m	10	70	200	84		38	5 283 528	2,79157E+13
		NOK/m	60000	145067	200000	139 040	11 679 377	28 000	2 352 000	5,5319E+12
SUM = 159 431 528							$(\sum S^2)^{0.5} = 16 484 868$			

3 TUNNELLING EXPERIENCE

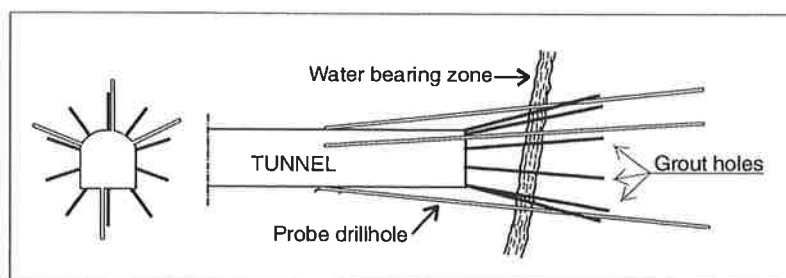


Figure 5 Principles of the basic probe drilling system. Where difficult ground was expected also core drilling was carried out

As the major uncertainties and risks were assumed connected to water leakage and unstable, collapsing ground, an extensive program for probe drilling and follow-up of the tunnel works were implemented. For every 20 m

tunnel excavated, 3 to 5 exploratory holes were drilled ahead of the working face to gain information on the ground conditions. In this way, precautions could be taken in time before tunnelling into the difficult ground.

Some of the measures in difficult ground were:

- 1) To perform pre-grouting, i.e. grouting in 10 to 20 m long holes drilled ahead of the tunnel using high pressure injection, see Figure 5.
- 2) To stabilise the ground over and on both sides of the next round by 6 m long spiling bolts spaced 0.2 to 0.5 m every 3 m, see Figure 6
- 3) To use short blast rounds and spraying of fibrecrete on roof, walls and face shortly after blasting.
- 4) Stepwise excavation and concrete lining in addition to 3) where stability was very poor.
- 5) Availability of equipment to quickly and fully concrete the tunnel face, in case of dangerous situations, such as cave-in, progressive sliding, etc.
- 6) High pumping capacity and modern equipment for rock support operating at short notice.

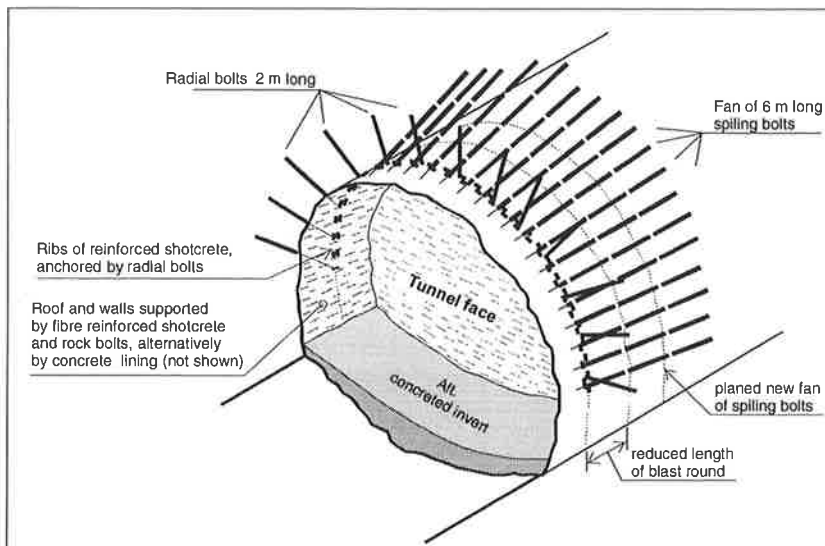


Figure 6 Principles of excavation through many stability weakness zones applying the spiling technique (revised from Nålsund et al., 1996)

As a part of the control system, a reference group of 7 experts was established, consisting of 5 from the Road Authority, 1 external, and 1 from the site management. The group had regular site meetings with visits every second month during the tunnelling period. Their task was to act as a discussion partner regarding safety measures, evaluation of ground stability, rock support assessment, etc.

The tunnel progress was carefully followed-up by engineering geologists and the ground features mapped after every blast round before the rock surface was covered by shotcrete. A characteristic ground feature is the occurrence of swelling clay in many of the seams and weakness zones. Special attention was paid to the composition and structure of the weakness zones, which sometimes were many tens of metres wide as result of crossing of two or more zones.

3.1 Example. Tunnelling through the weakness zone at chainage 3975 - 4025

In this area, the refraction seismic measurements showed 2 low velocity zones of 3.2 km/s and 2.9 km/s (see Figure 7), but experience and engineering geological mapping indicated that it probably was only one large weakness zone here.

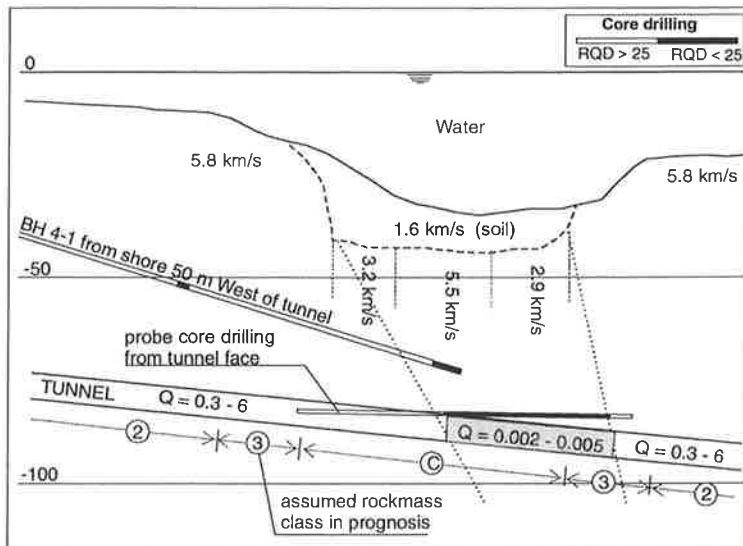


Figure 7 Details from the zone at chainage 3975 - 4025

Probing by core drilling performed from a recess in the tunnel showed that the zone consisted of altered gneiss containing clay seams with thickness 5 cm to 75 cm. The poorest stability was at the end of the zone. Here, just before the sharp boundary to the adjacent rock, the drilling had 2 m core loss.

Caused by a small leakage in a few of the 30 m long probe holes, a 30 m long grouting sequence was performed using 20 holes. The grout take was 14,500 kg cement and 22,200 kg microcement. The grouting successfully stopped the leakage, in addition it also resulted in increased stability.

The following steps were implemented in tunnelling through the zone (see Figure 6):

- Reduced excavation round, only 3 m (instead of 5 m);
- 6 m long fully grouted spiling bolts with 0.25 to 0.4 m spacing (36 to 64 bolts). Steel straps and shotcrete are used to fix the outer end of the bolts to the rock;
- 1 to 2 layers of fibre reinforced shotcrete (fibrecrete) 6 to 12 cm thick in roof and walls, immediately after blasting;
- 4 m long bolts, in average spaced 1.5 m; and
- Additional 2 to 3 layers of fibrecrete, total shotcrete thickness 19 to 31 cm.

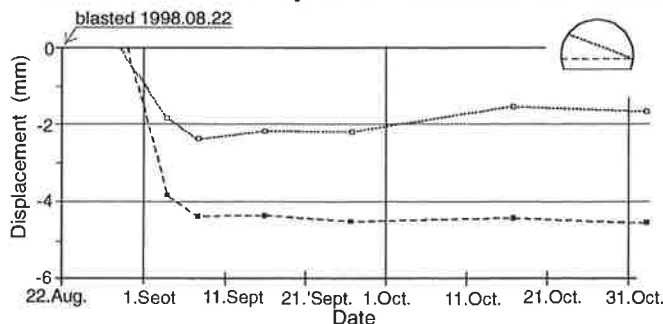


Figure 8 Convergence measurement at chainage 3992

At the end of the zone a 5 m long section was concrete lined as it was impossible to install rock bolts here. In the poorest ground quality the excavation was carried out using the excavator.

Later, the floor along the zone was concreted over a 35.5 m long section.

After the zone had been passed through, convergence measurements were started, see Figure 8. As shown the movements have ceased relatively quickly.

3.2 Comparison of prognosis and encountered conditions

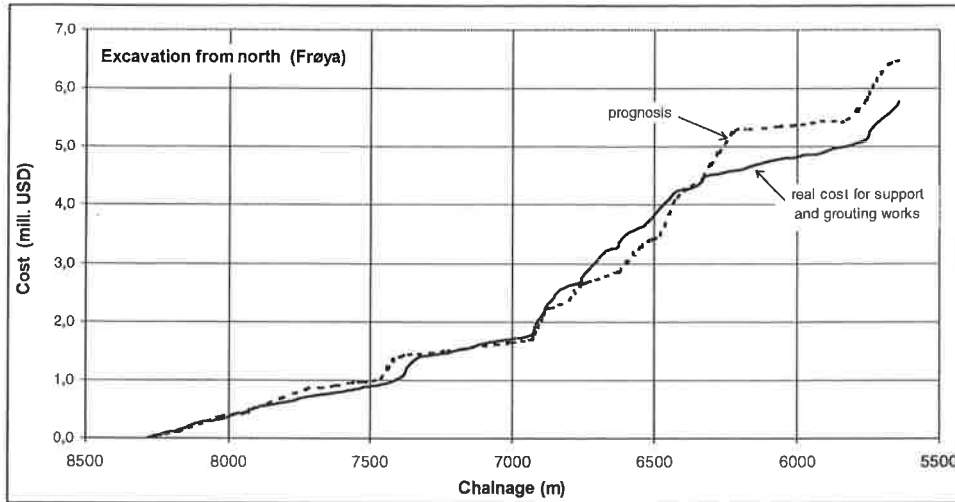


Figure 9 Comparison between assumed and real cost for the rock support and grouting works at the Frøya drive.

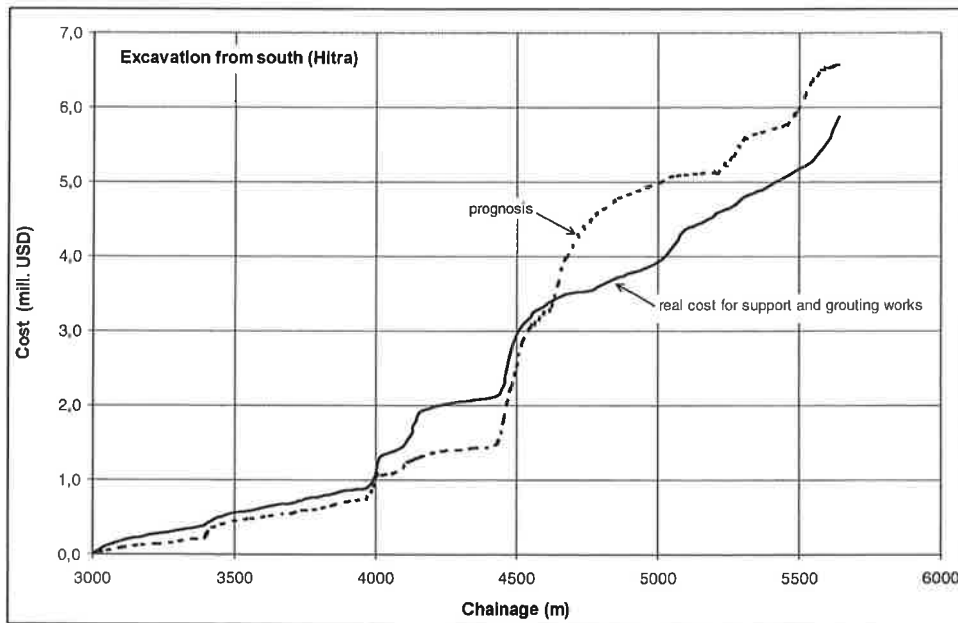


Figure 9 Comparison between assumed and real cost for the rock support and grouting works at the Hitra drive.

The detailed prognosis of the expected ground conditions, rock support, and construction cost have been used to compare the real ground conditions encountered with the assumed, as presented in Figures 8 and 9. As seen there is a good accordance between the two for most of the drive from Hitra and 2/3 of the drive from Fröya.

The tunnelling works started in February 1998, and hole-through was in September 1999. This was about one year earlier than planned, mainly as result of:

- The amount of water sealing by pre-grouting was significantly lower than assumed, especially in the middle of the fjord.
- The official capacities for rock supporting works used in the prognosis are much lower than the real.
- The experienced contractor (Selmer asa) worked very efficiently with an enthusiastic crew of skilled tunnellers.

Average tunnelling progress was 39 and 35m/week on the south respective north drive. The average rock support was:

- 2.84 m³/m tunnel shotcrete, mainly fibre reinforced. This is far more than in any other Norwegian sub-sea tunnel;
- 4.97 bolts/m tunnel. Also this is above average for other sub-sea tunnels;
- 270 m with concrete lining;
- 375 m of the invert is concreted;
- approx. 900 m of the tunnel was pregouted in 50 grouting rounds. Consumption: 1000 tons of cement of which a large part was microcement.

The total cost for the tunnel is 52 mill. USD, including planning, field investigations, follow-up etc. This equals to 9,800 USD/m tunnel. The cost for rock support and sealing (pregrouting) works is 2,200 USD/m. The cost prognosis by expert panel Nilsen et al., (1997) was 2,460 USD/m, which is 11.9 % above the real. In Table 1 their calculated uncertainty is 10,5 %. Most of the "cost savings" are due to a lower amount of pre-grouting than assumed and that the zones encountered could be treated easier by fibre reinforced shotcrete with the new alkali-free additive, which resulted in quicker hardening and that thicker layers could be applied.

The tunnel will be opened for traffic in June 2000, 11 months before planned.

4 SOME RECOMMENDATIONS FOR FUTURE PROJECTS

- Undoubtedly, the quality of site characterisation, engineering geological reports and tunnel contracts can often be improved. Based on review of the Fröya tunnel and other projects in complex rock conditions, the following lessons of general relevancy for the planning of future projects are particularly worth mentioning:

- The extent of ground investigation and planning should always reflect the complexity of the geology and the type and of the project. The results from the investigations should be properly documented and their use in calculations and assessments shown.
- The geological setting, including understanding of the tectonics, is vital for all large tunnel projects.
- Ground investigations where the extent is based on bidding, may cause vital information to be lost, and should never be accepted. Sufficient time must be allocated to do all necessary investigations and testing.
- The ground investigations should not stop when the tender documents are completed, but continue through the entire construction period. Tunnel mapping and following up should be done by experienced engineering geologists representing owner as well as contractor.
- Risk analysis and assessment of uncertainties are important.
- The tender documents, including geological reports, should be thoroughly prepared, with quality control of all descriptions and quantities.
- To ensure proper review and satisfactory quality control of complex projects, an independent reference committee should be established at the earliest convenience.
- For the construction period, strict requirements should be put both on the engineer's and contractor's competency, qualifications and routines.

Acknowledgement

The authors want to thank the Norwegian Road Authorities, division Sør-Trøndelag for all help and permission to publish the paper, especially Svein Soknes, Jon Einar Lien and Arnstein Mæhlum.

5 LITERATURE

- Heggstad, S. and Nålsund, R. (1996): The Frøya tunnel - Challenging field investigations of a ground resembling soil (in Norwegian). *Fjellsprengningskonferansen (National tunnelling conference) 1996*, 20 p.
- Holmøy, K., Lien J.E., Palmstrøm A. (1999): Going sub-sea on the brink of the continental shelf. *Tunnels & Tunnelling International, May 1999*, pp. 25 - 30
- Horvli, I. (1992): Geological and geophysical investigations for the Hitra and Frøya sub-sea tunnels. *Norwegian Soil and Rock Eng. Assoc., Publ. No. 8*, pp. 59-65.
- Lichtenberg, S. (1978): Project planning in a world of changes (in Danish). *Polytekniskt forlag, Lyngby*.
- Lillevik S., Holmøy K. and Lien J.E. (1998): The Frøya tunnel - Passing through problematic zones - Experience from investigations and the conditions encountered (in Norwegian) *Fjellsprengningskonferansen 1998*, 22 p.

- Nilsen B., Palmström A. and Stille H. (1997): Analysis of excavation and rock support methods as basis for cost estimate, feasibility and risk assessments (in Norwegian). *Internal project report*, 50 p.
- Nilsen B., Palmstrom A. and Stille H. (1999): Quality control of a sub-sea tunnel project in complex ground conditions. *ITA World Tunnel Congress '99, Oslo*, pp. 137 – 145.
- Nålsund R., Heggstad S., Mehlum A. and Aagaard B. (1996b): Analysis of excavation methods and rock support (in Norwegian). *Internal project report*, 21 p.

ABSTRACT: The 5.3 km long and 155 m deep Frøya sub-sea road tunnel between two islands in Norway is located close to the continental rift. The area has been exposed to complex faulting. Compared to other, similar projects, comprehensive investigations were carried out for this tunnel, revealing complicated and - in some cases - rather uncertain geological conditions with several large, and probably difficult weakness zones to pass through. In addition, there were possibilities of encountering young, sedimentary rocks. Therefore, special measures were taken including quality control to ensure successful completion of the project. Detailed prognoses for cost and construction time were worked out, making use of the vast information collected during the field investigations. The prognosis showed good agreement with the real conditions encountered during tunnel excavation: many long sections of altered clay-rich rocks in connection with faults. The amount of rock support was larger than in the other sub-sea road tunnels in Norway. Due to efficient tunnelling works, however, the hole through was almost one year before planned.

SAMMENDRAG:

Den 5,3 km lange og 155 m dype Frøya tunnelen forbinder øyene Hitra og Frøya. Da området ligger nær kontinental-forkastningene, har det vært utsatt for kompleks forkastnings-tektonikk. Sammenlignet med andre undersjøiske tunneler er det utført betydelig mer forundersøkelser for Frøya tunnelen. Disse viste at det er komplekse og stedvis usikre geologiske forhold og at tunnelen ville krysse mange sannsynligvis vanskelige svakhetssoner. I tillegg var det mulighet for at den kunne påtreffte unge, løse sedimentære bergarter. På bakgrunn av dette ble det iverksatt spesielle tiltak, blant annet kvalitetskontroll og spesiell vurdering av gjennomførbarhet. Det ble også utarbeidet en detaljert prognose for inndrift og kostnader. Disse viste god overenstemmelse med hva som ble påtruffet under drivingen, nemlig lange partier med leirinfisert, omvandlet berg som krevet omfattende bruk av sikring; større enn i andre undersjøiske, norske vegtunneler. Takket være effektiv drift og bedre kapasiteter på sikringsarbeidene enn de "offisielle", hadde tunnelen gjennomslag nesten et år før planlagt.

KOPPLADE PROCESSER INOM BERGMEKANIKEN

Coupled processes in rock mechanics

Roger Olsson, Avd. Geoteknikk og fjellanlegg, Grøner AS, Pb. 400, N-1327 Lysaker, Norge

Ulf Lindblom, Institutionen för Geoteknik, Chalmers Tekniska Högskola, 412 96 Göteborg

INLEDNING

Under de senaste två decennierna har den ordinära bergmekaniken utvecklats från ren mekanik till att också omfatta kopplade, icke-mekaniska processer i bergmassan. Denna utveckling har sitt ursprung i behov från industrin av att kunna analysera effekterna av nya aktiviteter i berggrunden såsom lagring av olika produkter, inklusive utbränt kärnbränsle och kemiskt avfall, stimulering av olje- och gasreservoarer för ökad utvinning samt geotermiskt energiuttag.

Det är i huvudsak tre nya processer som man söker koppla till den mekaniska algoritmen (M): termiska (T), hydrauliska (H) och kemiska (C). Kopplingen sker normalt så att påverkan från en process initierar och interaktiverar en eller flera andra processer. Vid prediktering betyder detta att man inte kan betrakta var process för sig och superponera varderas inverkan, utan processerna måste kopplas samman för att det fysikaliska verkningssättet skall avbildas korrekt.

I det följande ges en kortfattad och orienterande översikt över de vanligaste kopplade processerna inom bergmekaniken som idag är under utveckling. Området är komplext och mycket av det arbete som pågår ligger på forskningsfronten.

OLIKA PROCESSER

De vanligaste kopplade processerna inom bergmekaniken är:

- hydromekaniska (HM)
- termohydrauliska (TH)
- hydrokemiska (HC)
- termomekaniska (TM)
- termohydromekaniska (THM)

- termohydrokemiska (THC)
- hydromekaniska-kemiska (HMC)
- termomekaniska-hydrokemiska (TMHC)

Som man kan se från ovanstående kombinationer, är det fyra grundammansättningar (HM, TH, HC och TM) som sedan kan utökas med en eller två processer.

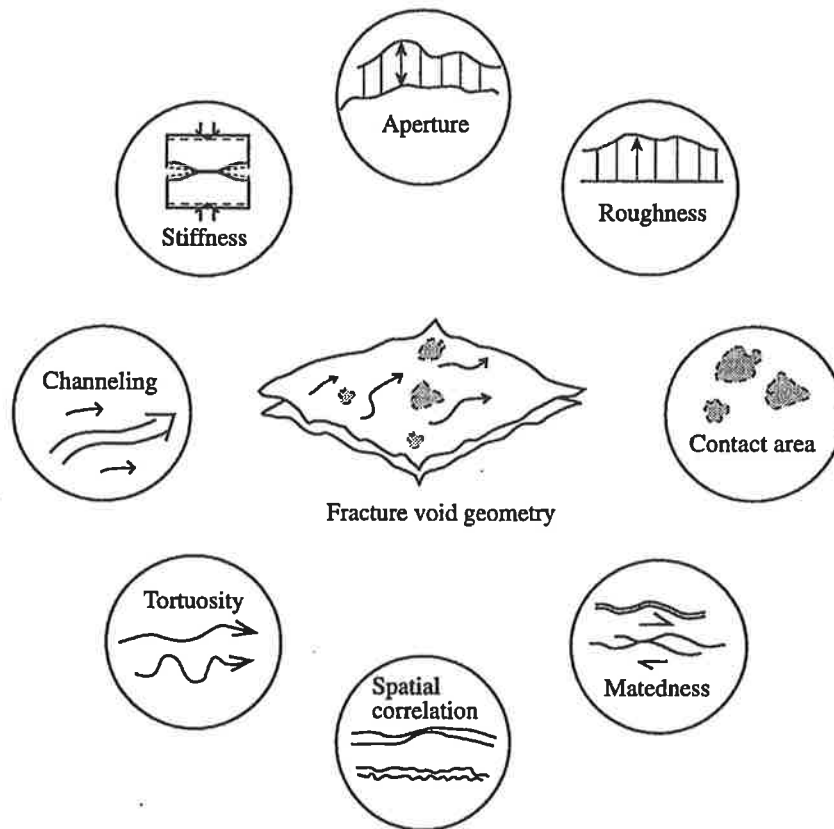
Den **hydromekaniska** kopplingen ses vanligen som en relativt enkel spännings-flödesrelation i en spricka, men utgör i själva verket ett mera komplicerat förhållande. Detta är också den process som har fått störst uppmärksamhet under de sista decennierna. Den kommer därför också och bli mest omnämnd här. Den **termohydrauliska** processen har stor betydelse vid tjälproblem, för design av nedkylningsoperationer av gaslager samt vid stabilisering av besvärliga lösmassezoner vid tunneldrivning. **Hydrokemiska** kopplade processer inom bergmekanik är i allmänhet mindre kända. **Termomekaniska problem** behandlas idag däremot relativt rutinmässigt inom bergmekaniken med hjälp av moderna programvaror.

HYDROMEKANISKA (HM) PROCESSER

Denna process har varit känd som en viktig koppling i många problemställningar och utgör basen inom jordmekaniken för effektivspänningskonceptet. Motsvarande utveckling pågår inom bergmekaniken. Förståelsen av hur en vätska rör sig i en bergmassa är viktig vid många geotekniska problemställningar, så som; läckage in i och ut ur tunnlar och bergrum, läckage under dammar, läckage från underjordiska avfallslager (utbränt kärnbränsle, kemiska avfall mm.), produktion från geotermiska reservoarer och stimulering av olje- och gasreservoarer.

Det hydromekaniska uppförandet i magmatiska/metamorfa bergarter, där själva bergmaterialet är relativt tätt, styrs huvudsakligen av sprickorna. Beroende på den styva bergmatrisen kommer nästan all deformation uppstå i bergsprickorna i form av normal- och skjuvtöjningar till följd av en ändrad spänningsbild i bergmassan. Dessa deformationer förändrar också mellanrummet mellan sprickplanen och vätskeflödet där emellan.

Geometrien mellan sprickplanen bestämmer flera sprickparametrar, så som: styvhet, spricköppning, råhet, andelen kontaktytor, korrelation, slingring, kanalisering etc., se Figur 1. Många av dessa parametrarna styr också flödet i mellanrummet mellan sprickplanen.



Figur 1. Sprick parametrar bestämda av spricköppnings geometrien (Hakami, 1995).
 Figure 2. Fracture properties determined by fracture void geometry.

Vid strömning längs en singular spricka beskrivs vanligen flödet med hjälp av den s.k. parallella platteorien som b.l. a. förutsätter både laminärt och stationärt flöde:

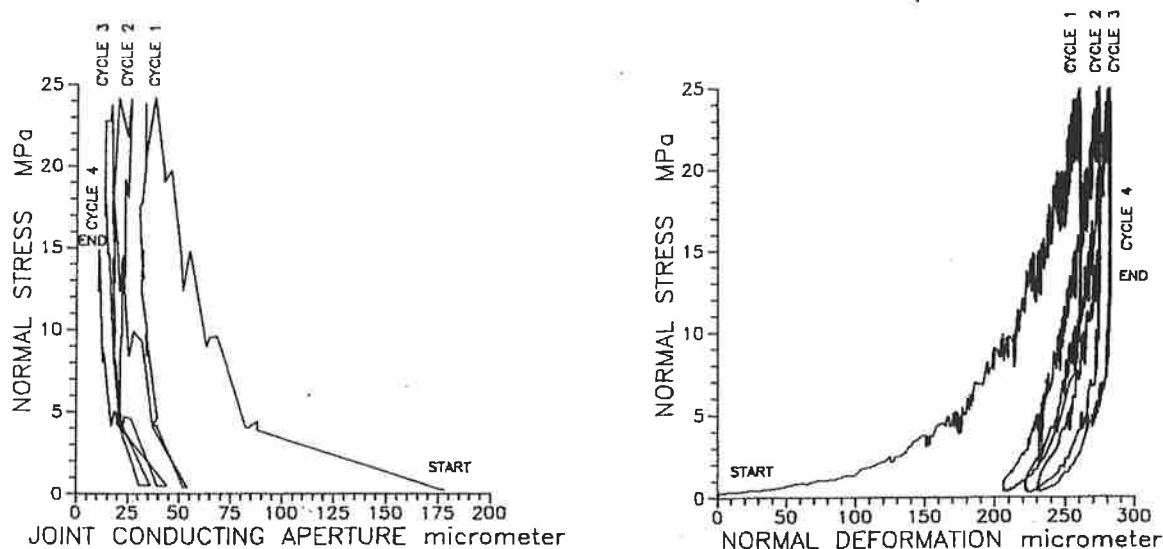
$$Q \propto e^3 \quad (1)$$

där e definieras som den hydrauliska spricköppningen och Q är flödet.

Experimentellt har det visat sig att den verkliga mekaniska öppningen E och den hydrauliska öppningen e inte är lika. Detta beror huvudsakligen på kanalisering och "slingring" av flödet. Kubiklagen ($e=E$) bör rimligen endast vara giltig för helt öppna sprickor och/eller sprickor med glatta ytor. Då flödet genom en enskild spricka är proportionellt mot spricköppningen i tredje potens (se ekvation 1), kommer små ändringar av spricköppningen ha stor inverkan på mängden vätska som strömmar genom.

I princip kan man dela upp den hydromekaniska (HM) processen i en bergspricka i två huvudgrupper med avseende på individuell påverkan 1) en mekanisk förändring av spricköppningen som i sin tur ger ändrat flödet genom denna och 2) en hydraulisk trycksättning av en spricköppningen som i sin tur ger en mekanisk förändring.

Ett typexempel på den första påverkan är när ett hålrum i form av en tunnel skapas i en uppsprucken bergmassa. Rådande och förändrade krafter i bergmassan ger då upphov till ändrade normal- och skjuvspänningar med tillhörande normal- och skjuvrörelser i sprickorna mellan bergblocken. Laborieförsök (t. ex. Olsson, 1998) och hydrauliska fältförsök (t. ex. Rutqvist, 1995, Alm, 1999) på enskilda bergsprickor har gett förståelse av hur en spricköppning varierar vid spänningsförändring. I Figur 2 visas typiska resultat från laborieförsök där en bergspricka har utsatts för en varierande normalspänning. Man kan se att vid ökad normalspänning minskar spricköppningen samtidigt som styvheten (tangentstyvhet) på sprickplanet ökar. Med en minskad spricköppning minskar också sprickkonduktiviteten.

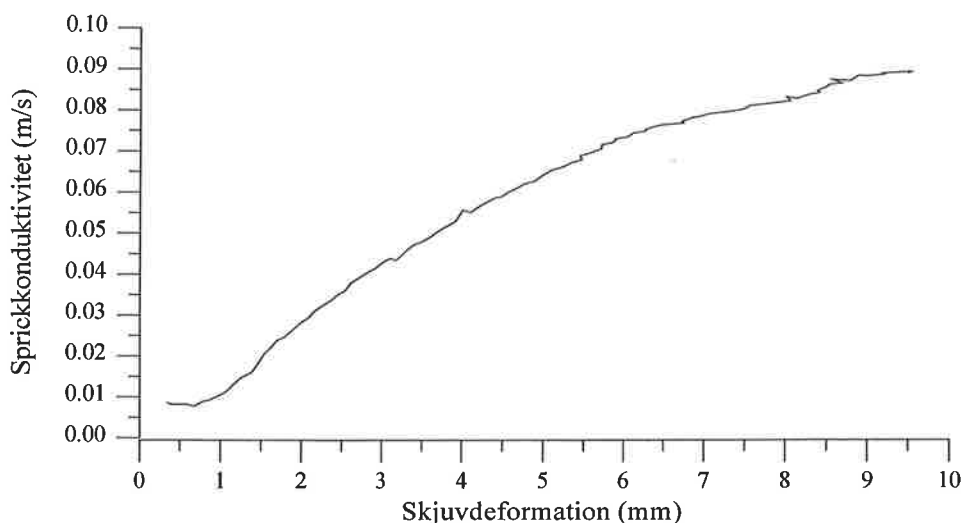


Figur 2. Hydraulisk spricköppning och normaldeformation mot normalspänning (Makurat *et al.*, 1990).

Figur 2. Joint conducting aperture and measured joint closure vs. normal stress.

I de fall då en normalbelastad spricka utsätts för en skjuvrörelse, kommer dess mekaniska spricköppning och sprickkonduktivitet att öka med ökad skjuvdeformation. Ett exempel på detta visas i Figur 3. De parametrar som påverkar ökningen eller minskningen av spricköppningen är sprickytornas råhet, vittringsgraden i sprickplanen samt storleken på relationen mellan pålagd effektivspänning i förhållande till

hållfastheten av intakt berg. Ökad råhet ger oftast ökad sprickkonduktivitet medan ökad vittring och ökad relation mellan pålagd effektivspänning och intakt hållfasthet oftast ger minskad sprickkonduktivitet. Många laboratorieförsök har också visat att vid skjuvning krossas några av ojämnheterna på sprickytorna varvid detta lösa materialet i många fall delvis hindra flödet genom sprickan, dvs. minska den hydrauliska konduktiviteten.



Figur 3. Sprickkonduktivitet mot skjuvdeformation för en granitspricka.
Figure 3. Joint conductivity vs. shear deformation for a granite joint.

Prediktion av denna typ av HM processer kan t. ex. utföras med numeriska metoder med diskontinuumansatser. Det mest användarvänliga programmet ser för närvarande ut att vara UDEC som är ett 2-D program. Jämförelser mellan laboratorieförsök och modellering har gett relativt god överrensstämmelse för normalbelastade sprickor (Makurat *et al.*, 1985) men något sämre för sprickor utsatta för skjuvning (t. ex. Olsson, 1998 eller Olsson & Barton, 2000).

Ett praktiskt exempel på den andra typen av HM-påverkan är vid hydraulisk trycksättning av en bergmassa, såsom vid tryckschakt i vattenkraftverk, vattenridåer, läckage under dammar eller vid stimulering av geotermiska eller olje/gas reservoarer.

Det är rimligt att anta att skjuvhållfastheten längs ett sprickplan kontrolleras av den effektiva normalspänningen som verkar på planet. Denna kan definieras som:

$$\tau = \sigma'_n \cdot \tan \phi' \quad (2)$$

där

$$\sigma'_n = \sigma_n - a \cdot p \quad (3)$$

och σ_n = total normalspänning
p = vätsketrycket
a = andelen av sprickplanets yta som påverkas av vätsketrycket

Vanligtvis antas att $a = 1,0$ i för hårt berg. Detta är antagligen godtagbart vid låga effektivspänningar men vid mycket höga bör a reduceras.

När bergmassan trycksätts ökar vätsketrycket på sprickplanen och skjuvhållfastheten minskar till följd av minskad effektiv normalspänning. Om då skjuvhållfastheten längs dominerande spricksätt blir lägre än skjuvspänningen längs sprickorna, till följd av deviatorspänningar i bergmassan, kommer dessa att skjuvas. Om dessa sprickor är relativt ojämna (råa) kommer spricköppningen att öka och därmed dess konduktivitet. Erfarenheten från storskaliga geotermiska fältförsök (Pine & Batchelor, 1984) har senare också applicerats på andra problemställningar som vattenridåttade gaslager (Lindblom & Söder, 1989) och kontroll av tryckschakt (Olsson, Lindblom & Glamheden, 1997).

TERMOHYDRAULISKA (TH) PROCESSER

Då de flesta vätskor ändrar både sin viskositet och densitet vid temperaturförändringar ändras också dess flytförmåga. När tex. vatten värms upp, minskar dess densiteten. Om detta inträffar i en bergmassa vill då det varma vattnet stiga uppåt och ersättas av kallare och tyngre vatten. Detta kallas hydrotermisk konvektion. Inom den geotermiska energien är detta ett välkänt fenomen och används för att ”starta” och ”stänga av” varma geotermiska reservoarer under testningstiden. För att starta reservoaren pumpas lite av det övre kalla vattnet upp från produktionshållet för att på det viset få det underliggande varma (lättare) vattnet att stiga uppåt och ersättas med kallt vatten i tex. ett närliggande injektionshål. Denna process är också reversibel.

TH-processer har under en tid också varit föremål för djupgående studier inom teknikområdet slutförvaring av utbränt kärnbränsle.

HYDROKEMISKA (HC) PROCESSER

Dessa processer kan var både en ickeförstörande och en delvis förstörande för bergmaterialet. Ickeförstörande är exempelvis transport av vätskor och gaser som inte påverkar bergmineral.

Delvis förstörande processer kan vara transport av kemiska lösningar som kan förändra befintliga mineral på sprickplanen och i sprickfyllnaden. Detta kan innebära att bergmineral löses upp; möjligen kan också skarpa ojämnheter på sprickplanen jämnas

ut, Nya flödeskanaler kan då bildas, samtidigt som andra sätts igen. Andra effekter kan vara, att sprickmineral helt löses upp, att lera sväller vid kontakt med salthaltigt vatten (Tsang, 1991), etc.

HC-processer spelade en avgörande roll i berggrundens geologiska utveckling.

TERMOMEKANISKA (TM) PROCESSER

Termomekaniska processer uppstår vid närvaro av termiska gradienter i berggrunden. Dessa kan både vara positiv eller negativ, beroende på källan.

Ett exempel på en källa som ger positiv gradient kan vara ett lager med utbränt kärnbränsle som till följd av sitt radioaktiva sönderfall ger ökad temperatur i bergmassan. Spridningen av värmen sker huvudsakligen genom konduktion med hjälp av bergmaterialets värmeledande förmåga som definieras enligt följande:

$$\lambda = C \cdot \kappa \quad (\text{W}/(\text{m} \cdot ^\circ\text{C})) \quad (4)$$

där C = värmekapacitet, kWh/(m³·°C) (lagring av energi)

κ = värmediffusivitet, m²/s (utjämning av temperaturskillnader)

I sedimentära bergarter påverkas värmeledningsförmågan främst av porositeten och vattenhalten men också av mineralinnehållet.

I kristallina bergarter är det mineralinnehållet som är viktigast. Det mineral som har störst värmeledande förmåga är kvarts. Porositeten är huvudsakligen låg, endast några få procent. Huvuddelen av porutrymmet är mikrosprickor, vilka stängs under tryck. Sprickor fungerar vanligen som barriärer för värmefflöde. Är sprickorna vattenfyllda är effekten dock liten, medan dränerade (torra) sprickor påverkar värmefflödet mycket (Sundberg, 1991).

När en uppsprucken bergmassa värms upp expanderar bergmatrisen (bergblocken) och genererar termiskt inducerade spänningar som i sin tur påverkar det befintliga spänningsfältet. Vid mycket höga temperaturer kan de inducerade spänningarna ge så stora extra krafter att ojämnheter på sprickplanen kan krossas.

För beräkning av den termiska spridningen används vanligen numeriska finita element program.

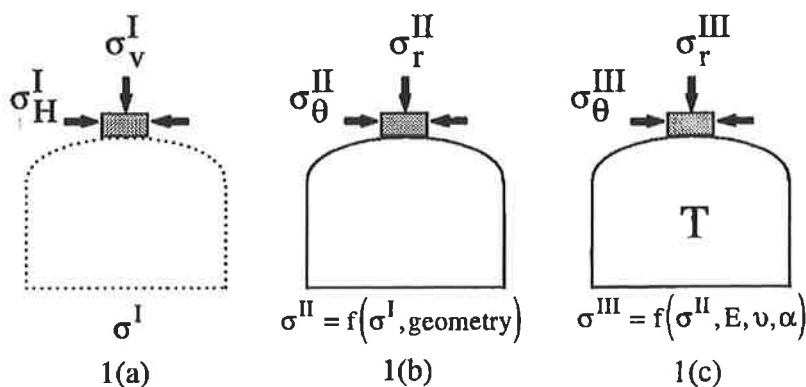
Några exempel på källor som ger negativa gradienter, är nedkylda bergumslager (t. ex. gaslager), frysgardiner vid tunneldrivning genom besvärliga zoner eller kall vätskor injicerade i varma geotermiska eller olja/gas reservoarer. Vid mycket stora

temperaturdifferenser kan det uppstå mikrosprickor nära sprickplanen samt eventuellt också hydraulisk uppspräckning av befintliga sprickor.

Som exempel på termomekanisk koppling kan nämnas ett bergrum för kyld lagring av gasol (Lindblom & Glamheden, 1997). Spänningsmässigt är bergmassan före uttaget av bergrummet endast påverkad av primärspänningsfältet, Figur 4(a). På grund av borttagande av bergvolymen kommer spänningskoncentrationer (positiva eller negativa) att uppträda nära bergrummet, det så kallade sekundärspänningsfältet. Inverkan av temperatursänkningen definierar ett nytt spänningsfält. Vid elastiska förhållanden kan spänningsfälten superponeras, och man erhåller följande uttryck för exempelvis tangentialspänningen (I, II och III betecknar spänningsfälten):

$$\sigma_{\theta}^{III} \cong \sigma_{\theta}^{II} \frac{E_2}{E_1} - \alpha E_2 (T_1 - T_2) \quad (5)$$

där α betecknar den linjära temperaturtvängningskoefficienten och E_1 respektive E_2 bergets elasticitetsmodul vid temperaturerna T_1 respektive T_2 , d.v.s. vid start respektive avslutning av nedkylningen.



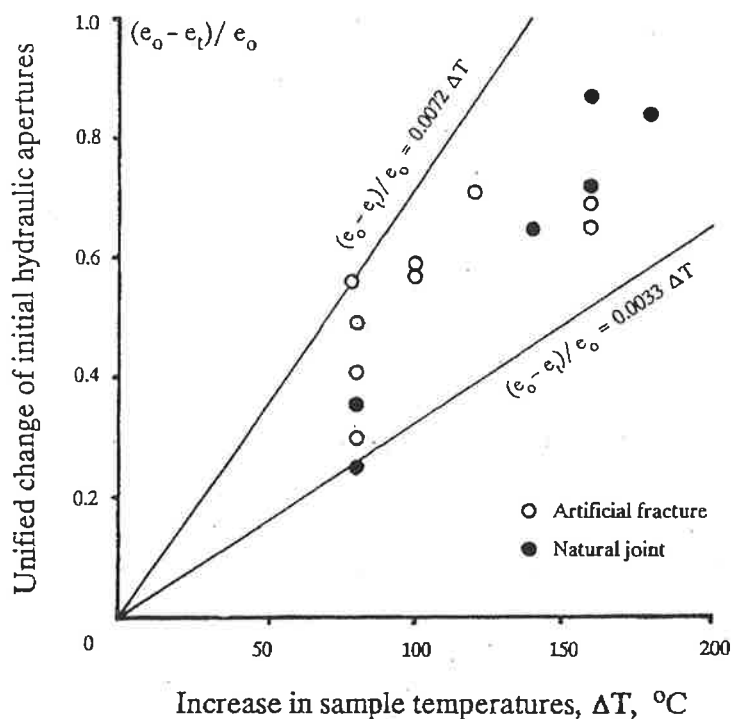
Figur 4. (a) Spänningsfält vid TM-analys av kyld bergrum (b) Spännings-töjningssamband samt analog modell för TM-process (Lindblom & Glamheden, 1997)

Figure 4. (a) Stress fields for thermomechanical analysis of a refrigerated cavern; (b) Stress-strain relation and analogous model.

TERMOHYDROMEKANISKA (THM) PROCESSER

Dessa processer kan bestå av en HM-process, påverkad av en temperaturkälla eller en TM-process utsatt för någon hydrauliskt belastning, tex. vattenstimulering av en olje/gas reservoar i avsikt att öka produktionen.

Såväl THM triaxialförsök på enskilda sprickor (Zhao, 1993), Figur 5, och *in situ* blockförsök (8 m³) (Hardin *et al.*, 1983) har visat att den hydrauliska spricköppningen minskar vid uppvärmning. Detta ger då också en minskad sprickkonduktivitet. Vid ogynnsamma förhållanden, kan dock en kombination av normal- och skjuvrörelser ge dilatation av sprickor och därmed en ökad spricköppning.



Figur 5. Ändrad hydraulisk spricköppning med ändrad test temperatur (Zhao, 1993).
Figure 5. Changes of discontinuity hydraulic aperture with test temperature.

THM-processer har fått stor uppmärksamhet under de senaste 10 åren, speciellt inom studier av lagring av utbränt kärnbränsle. För närvarande är det många länder som forskar inom detta område.

Det i Sverige mest kända projektet är DECOVALEX¹ (Stephansson *et al.*, 1996). Detta är ett internationellt samarbetsprojekt som initierades 1992 av Svenska Kärnbränsle Inspektionen (SKI) för att studera de kopplade processerna och försöka modellera dessa. Ett antal problemställningar och testfall har formulerats och sänts ut till olika forskargrupper för analys med sina tillgängliga modeller och program. I projektet har bland annat uppdagats att det ännu saknas formulerade fysikaliska lagar som entydigt kan beskriva strömning i enskilda sprickor (Jing *et al.*, 1994).

TERMOHYDROKEMISKA (THC) PROCESSER

Om den hydrokemiska (HC) processen blir ytterligare kopplad med en termisk gradient kan detta antingen skynda på eller sakta ned den kemiska processen. Sådana kopplingar kan förväntas inträffa i geotermiska reservoarer, vid tunneldrivning i bergformationer med hög temperatur eller i bergmassan kring ett lagringsutrymme för utbränt kärnbränsle.

Det har t. ex. visats med laboratorieförsök på granitiska borrhärdar att kisel kan gå i lösning om vatten med hög temperatur (92-300 °C) och högt tryck "pressas" genom en borrhärd (Tsang, 1991).

HYDROMEKANISKA-KEMISKA (HMC) PROCESSER

De hydromekaniska (HM) processerna har diskuterats ovan och behandlar i princip endast förändringen av spricköppningen. Denna förändring kan även inträffa på grund av en kemisk påverkan av sprickyterna eller mineralerna.

Vid upplösning av mineraler på sprickplanen kan den mekaniska spricköppningen komma att ökas. Om istället den kemiska processen leder till utfällning av sprickmineralet kan detta leda till igensättning och minskad effektiv spricköppning.

TERMOMEKANISK-HYDROKEMISKA (TMHC) PROCESSER

Denna komplexa process kan t. ex. inträffa när en värmekälla, placerad i marken, utsätts för en temperaturförändring, tex. när kallt vatten injiceras ned i varma bergformationer, såsom vid undersökning av en geotermisk reservoar. Temperaturförändringen ger en påverkad kemisk reaktion, tex. i form av utlösning av

¹ DECOVALEX står för Development of Coupled Models and their Validation against Experiments in nuclear waste isolation.

mineral som normalt är stabila vid bergmassans *in-situ* temperatur. Detta kan då ge ändrade flödesvägar och sprickvidd.

Denna fulla koppling är mera komplex än de andra och innehåller flera variabler. Den är naturligt nog lite utredd och förstådd.

SLUTORD

För att korrekt beskriva det fysikaliska förloppen vid olika former av belastning på en bergmassa, inte blott rent mekaniska, måste man ta hänsyn till en mängd interaktioner mellan bergmassans olika sätt att reagera på belastningarna. Denna sammanställning visar de vanligaste processer som behöver analyseras.

Den komplexa karaktären hos de olika fysikaliska förloppen gör, att kopplade processer kommer att utgöra ett tema för bergmekanisk forskning under lång tid framöver.

REFERENSER

Alm, P. (1999): Hydro-Mechanical Behaviour of a Pressurised Single Fracture: An *in-situ* Experiment. *Ph. D. Thesis, Department of Geology, Chalmers University of Technology, Göteborg.*

Bandis, S., Makurat, A. & Vik, G. (1985): Predicted and Measured Hydraulic Conductivity of Rock Joints. *Conference Proceedings "International Symposium on Fundamentals of Rock Joints"*, pp. 269-355, editor O. Stephansson, Björkliden, Sweden.

Hakami, E. (1995): Aperture distribution of rock fractures. *Ph. D. Thesis, Division of Engineering Geology, Royal Institute of Technology, Stockholm.*

Hardin, E. L., Barton, N., Lingle, R., Board, M.P. & Voegele, M.D.A. (1982): A heated flatjack test series to measure the thermomechanical and transport properties of *in situ* rock masses. Office of Nuclear Waste Isolation, Columbus, Ohio, ONWI-260, 193 pp.

Jing, L., Stephansson, O. & Kautsky, F. (1994): Modelling of coupled thermo-hydro-mechanical processes – DECOVALEX. *Bergmekanikdag 1994, Stockholm*, pp. 285-300.

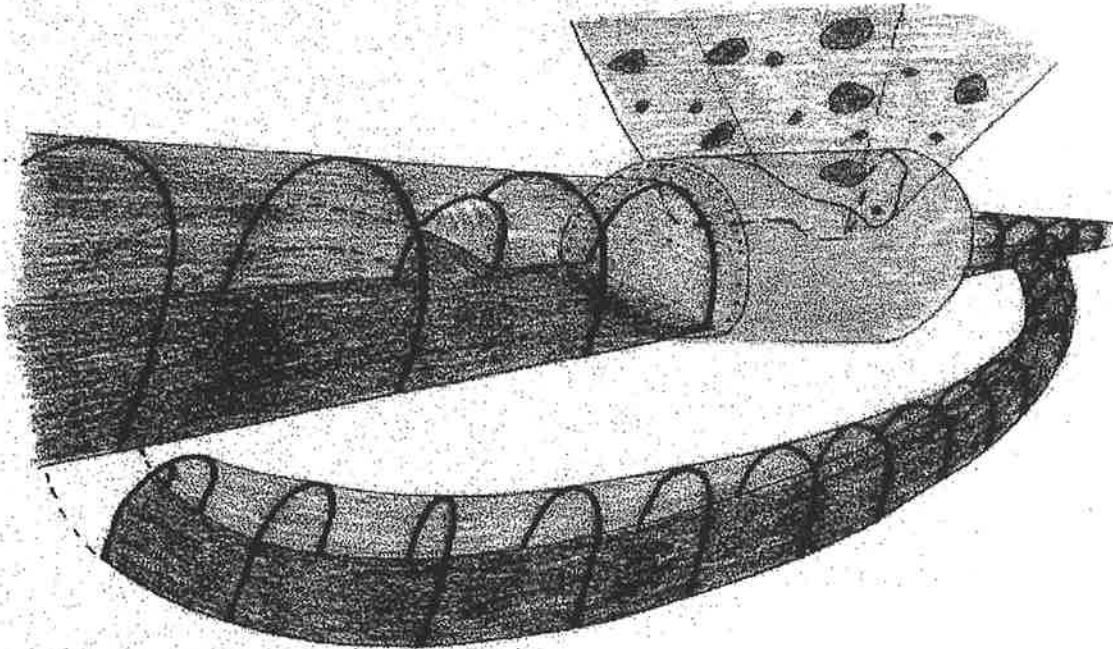
Lindblom U & Glamheden R (1997): Development of design criteria for low temperature gas storage. *Proceedings, The First Asian Rock Mechanics Symposium, October 13-15, 1997, Seoul.*

- Lindblom, U. & Söder, C-O. (1989): Vattenridåttade naturgaslager. Tillåtna gastryck med hänsyn till skjubbrott i bergmassan. Gecon rapport.
- Makurat, A., Barton, N., Rad, N.S. & Bandis, S. (1990): Joint conductivity variation due to normal and shear deformation. *Conference proceedings "Rock Joints"*, pp. 535-540, editors N. Barton and O. Stephansson, Loen, Norway.
- Olsson, R., Lindblom, U. & Glamheden, R. (1997): Design of Pressure Shaft in Recognition of Rock Structure and Stress. *Proceedings TUNNELING ASIA '97*, New Dehli, India, pp. 615-624.
- Olsson, R. (1998): Mechanical and Hydromechanical Behaviour of Hard Rock Joints. A laboratory study. *Ph. D. Thesis, Department of Geotechnical Engineering*, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- Olsson, R. & Barton, N. (2000): An Improved Model for Hydromechanical Coupling During Shearing of Rock Joints. Accepted for publication in *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*.
- Pine, R. J. & Batchelor, A.S. (1984): Downward Migration of Shearing in Jointed Rock during Hydraulic Injection, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 21, pp. 249-263.
- Stephansson, O., Jing, L. & Tsang, C.F. (1996): Coupled Thermo-Hydro-Mechanical Processes of Fractured Media. Mathematical and Experimental Studies. *Developments in Geotechnical Engineering*, 79, Elsevier Science B.V., Amsterdam.
- Sundberg, J. (1991): Termiska egenskaper i jord och berg. SGI Information 12.
- Tsang, C.F. (1991): Coupled hydromechanical-thermochemical processes in rock fractures. *Reviews of Geophysics*, 29, 4.
- Zhao, J. (1993): Effect of normal stress and temperature on hydraulic properties of rock fractures. *Memoires of the XXIVth Congress of IAH*, Oslo, pp. 115-122.

FROSTKONSTRUKSJONEN I OSLOFJORDTUNNELEN

Ground freezing in the Oslofjord subsea tunnel.

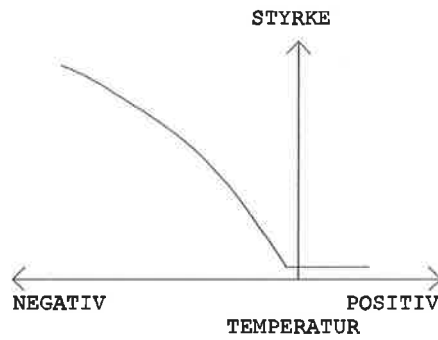
Dr. ing. Anne-Lise Berggren, GEOFROST Engineering A.S.



1 INNLEDNING

Statens vegvesen Oslofjordforbindelsen (SvOF) er byggherre for Oslofjordforbindelsen. Scandinavian Rock Group A.S (SRG) er entreprenør for parsell 4, Oslofjordtunnelen, som går under fjorden, mellom Verpen på Hurum og Måna ved Drøbak. Under drivingen av tunnelen viste sonderboring fra stuff at "Svakhetssone Hurum" inneholdt glasifluviale masser med sand, grus og blokk. Tunnelen passerer sonen med permeable masser, 120 meter under havnivå. GEOFROST Engineering A.S. (GEOFROST) har som underentreprenør fått i oppdrag å dimensjonere og å utføre grunnfrysingen.

Ved hjelp av kunstig grunnfrysing kan frostkonstruksjoner etableres i alle geologiske formasjoner (knusningssoner i fjell, blokkig morene, delta-avsetninger, havbunn, myr etc.). Når vannet i grunnen fryser til is blir sammenbindingen av kornskjelettet/steinblokkene mye sterkere enn i ufrosset tilstand. Styrken i grunnen øker når grunnen fryser, og den frosne grunnen blir vanntett. Styrken varierer dog sterkt fra materiale til materiale og med temperaturen. Grunnfrysing kan benyttes både som støttekonstruksjon og som vanntett barriere, eller en kombinasjon av dette slik som i Oslofjordtunnelen.



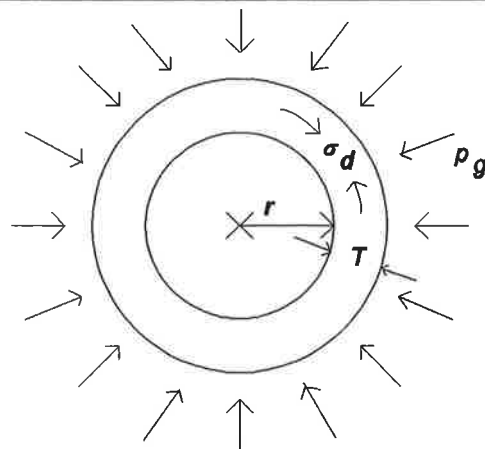
Figur 1: Prinsipp for økning av jords styrke ved passering av frysepunktet.

Principle for the strength's temperature dependency.

2 DIMENSJONERING AV EN FROSTKONSTRUKSJON

Trykkring, klassisk plastisitetsteori

Når konstruksjonsmaterialet har høy trykkstyrke og relativt liten strekkstyrke, som frosset jord og fjell, er det oftest gunstig med skallkonstruksjoner. Det kan taes utgangspunkt i en trykkring med gjennomgående flytning rundt tunnelen.



Figur 2: Tykkelse av trykkring i flytning, klassisk plastisitetsteori.

Necessary thickness of compression arch in yield, according to classical theory of plasticity.

Flytespenningen i henhold til klassisk plastisitetsteori, erstattes av dimensjonerende trykkstyrke (σ_d) for det frosne materialet. Tangentialspenningene langs indre radius vil være de kritiske. Den ytre belastningen på trykkringen (p_g), må derfor være mindre enn:

$$(1) \quad p_g \leq \sigma_d \cdot \ln\left(\frac{r + T}{r}\right)$$

p_g = utvendig jordtrykksbelastning

σ_d = dimensjonerende trykkstyrke

r = innvendig radius

T = nødvendig tykkelse på trykkringen

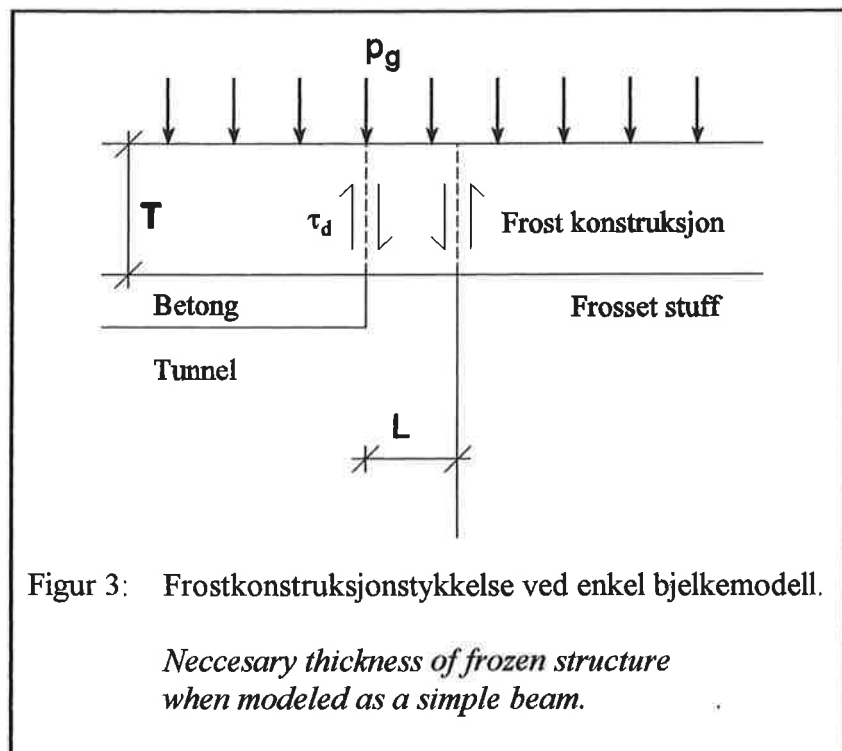
Ligningen løses med hensyn på T , for å finne dimensjonerende frosttykkelse:

$$(2) \quad T = r \left(e^{\frac{p_g}{\sigma_d}} - 1 \right)$$

Pga den store radien i Oslofjordtunnelen vil en frostkonstruksjon med den aktuelle belastning (120 meter under havnivå) bli uforholdsmessig stor. Det ble derfor sett på andre bærende mekanismer.

Enkel bjelke

Modellen som er benyttet for dimensjoneringen er en enkel bjelke, opplagret på frosset stoff og ferdigstøpt betonghvelv. Bjelkens lengde kalles her åpningslengde. Dette er den til enhver tid usikrede lengde av frostkonstruksjonen. Bjelken er belastet med den dimensjonerende last p_g . Denne belastning må opptas av frostkonstruksjonens indre friksjonsstyrke τ .



Kraftlikevekt der L er åpningslengden gir følgende uttrykk:

$$(3) \quad p_g \cdot L = 2 \cdot \Sigma (\tau_d \cdot T)$$

T er tykkelsen på konstruksjonen med dimensjonerende skjærstyrke τ_d .

Jordmodell

Frosen grunn er et komplekst multifase system, bestående av komponenter som har forskjellige egenskaper og faser (fast, plastisk, flytende, gass). Hver jord- eller bergart må derfor betraktes som et unikt materiale. Modeller som skal ta hensyn til alt det som fysisk skjer i et slikt komplekst materiale blir helt uhåndterlige i praksis. Til ingeniørbruk gjøres det derfor en rekke forenklinger, og antall parametere begrenses mest mulig. De parametere som skal tas med, bør være enkle å bestemme i laboratorium eller felt.

Dr. ing. Anne-Lise Berggren har i sin doktoravhandling (1983) utviklet en modell for frosset jord, beregnet til bruk av ingeniører i praktisk arbeid. Berggren definerer krepstyrke som den maksimale spenning som kan være påført materialet over en definerbar tid uten at deformasjonshastigheten slutter å minke. Videre defineres mobiliseringsgrad som forholdet mellom krepstyrke og referansestyrke ved samme temperatur. Referansestyrken (σ_θ) ivaretar temperatur-avhengigheten og mobiliseringsgraden (f) ivaretar tidsavhengigheten. Disse relasjonene kan relativt enkelt finnes ved laboratorieforsøk på frosne prøver.

Dimensjonerende trykkstyrke (σ_d) kan således uttrykkes som:

$$(4) \quad \sigma_d = \frac{f_d \cdot \sigma_\theta}{\gamma_m}$$

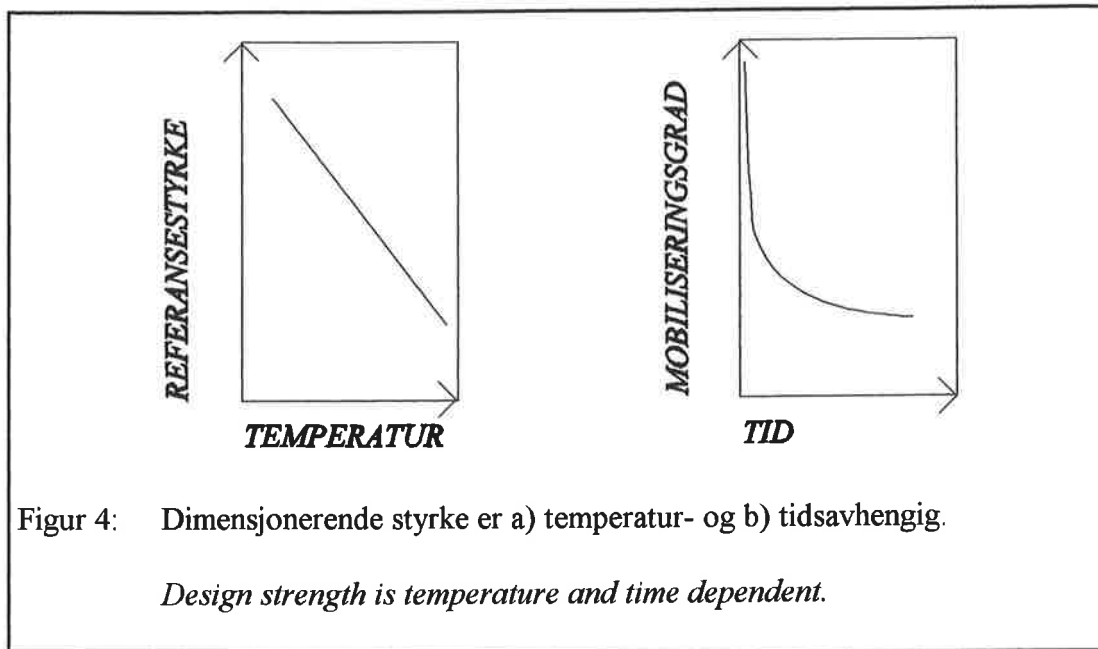
f_d = mobiliseringsgrad ved dimensjonerende belastningsvarighet

σ_θ = referansestyrke ved temperaturen θ

γ_m = materialkoeffisient

Materialkoeffisienten (γ_m) er prosjekt- og risikoavhengig og velges i henhold til "Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk" (NBR, Publ. 178, 1979).

Relasjonene i jordmodellen er fremkommet ved enaksiale forsøk. Generell tredimensjonal oppførsel er foreløpig mindre undersøkt, men man tar utgangspunkt i at skjærstyrken (τ_d) er halvparten så stor som trykkstyrken. Ved tredimensjonal spenningstilstand vil man da være noe på den sikre side for de materialer som har indre friksjon. Strekkstyrken ($\sigma_{s,d}$) er ofte i størrelsesordenen en tredel av trykkstyrken.



I kontrast til ufrosset jord, er temperaturen den faktor som påvirker egenskapene til frosset jord (og is) mest. Når materialet fryser øker styrken betydelig, og den fortsetter å øke når temperaturen synker (figur 4a.).

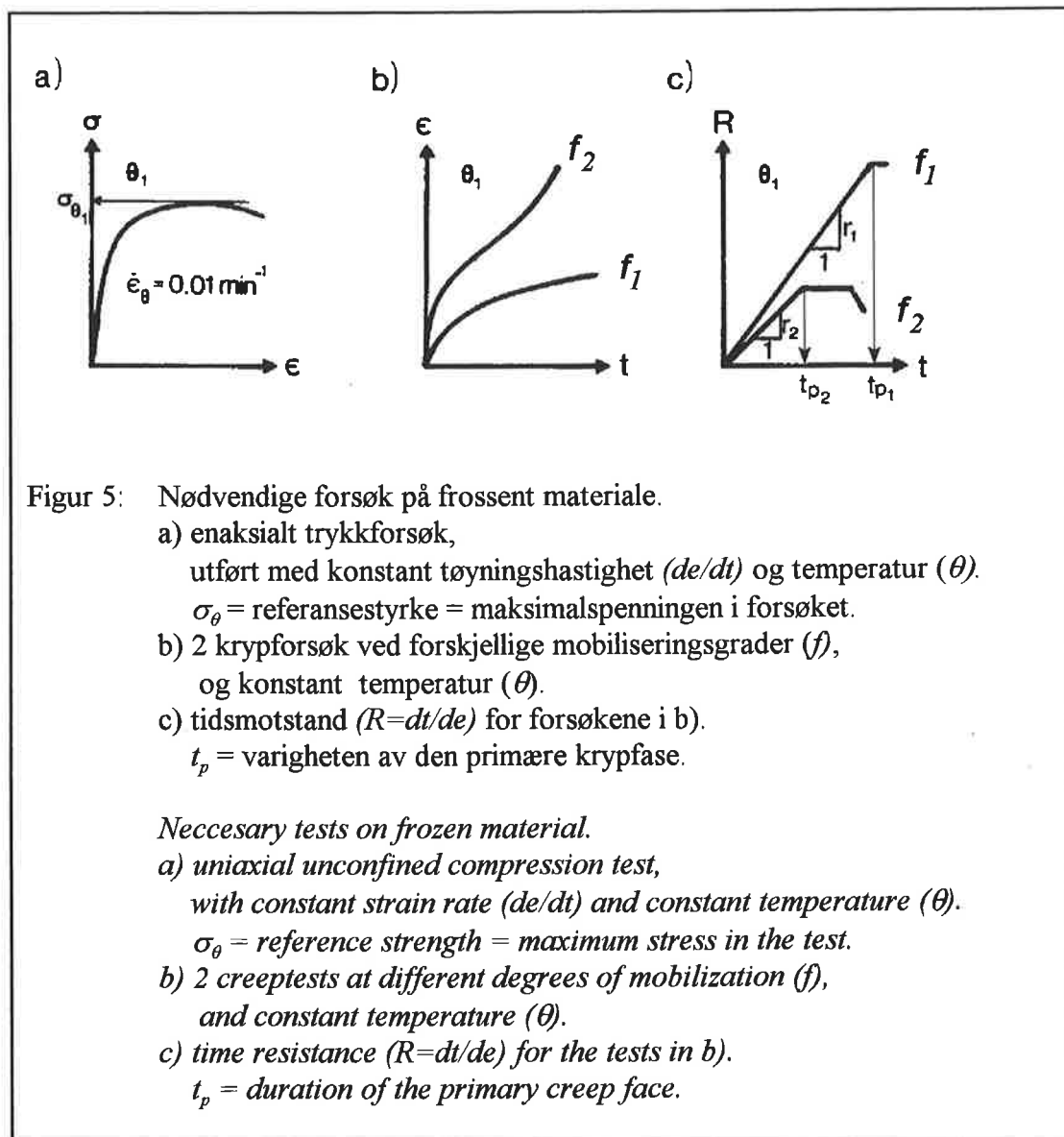
Ved hjelp av enaksiale trykkforsøk ved forskjellige temperaturer finner man referansestyrkens temperaturavhengighet. Referansestyrken (σ_θ) er definert som den maksimale spenning som oppnås når et enaksialt trykkforsøk gjennomføres ved konstant temperatur og med en konstant deformasjonshastighet på 1% pr. minutt. (Figur 5a.)

I tillegg til at frosne materialer er temperaturavhengige, er de viskoplastiske, det vil si at flytegrensen, eller styrken for materialet, minker med økende belastningstid. Materialet viser "kryp"-oppførsel. (Figur 4b.) Dette skyldes tilstedeværelsen av is og ufrosset vann. Mineralpartikkelens overflatekarakter og areal har avgjørende betydning for bindingen av vannet, og således for mengden av ufrosset vann i den frosne jordarten. Mengden ufrosset vann avhenger også av porevannets innhold av salter og andre "urenheter", samt det totale vanninnhold. For å finne tidsavhengigheten til styrken av det frosne materialet, utføres det en serie krypforsøk ved konstant temperatur. Et krypforsøk er et forsøk (gjerne enaksialt) med konstant spenningsnivå, der krypdeformasjonen registreres som funksjon av tiden. Det må utføres forsøk ved flere forskjellige spenningsnivåer. Spenningsnivåets forhold til referansestyrken (ved samme temperatur) gir mobiliseringsgraden ($f = \sigma/\sigma_\theta$). (Figur 5b)

Klassisk krypteori definerer tre deformasjonsfaser: primærkryp, sekundærkryp og tertiærkryp, der tøyningshastigheten henholdsvis er avtagende, konstant og økende. (I figur 5b, gjennomgår forsøket med mobiliseringsgrad f_2 alle fasene, mens forsøket med f_1 kun passerer overgangen til sekundær krypfase.) Overgangen mellom fasene

er lettere å finne om man ser på tidsmotstanden R , det inverse av tøyningshastigheten. (Figur 5c). Tidsmotstanden gjennom de tre fasene vil da være lineært økende, konstant og lineært avtagende.

Krypbrudd er definert som diskontinuitet, eller ustabilitet som fører til diskontinuitet. Krypstyrke er tradisjonelt definert som det spenningsnivå som fører til brudd etter en viss tid. Krypstyrken avtar med tiden. Det er derfor kun en viss andel av momentanstyrken som kan utnyttes ved dimensjonering. De fleste kryptmodeller definerer kryptstyrken som overgangen mellom sekundær og tertiær kryptfase. Imidlertid er det umulig å forutsi hvor lenge den sekundære kryptfasen vil vare, og det er kun et tidsspørsmål om når man går over i en reell bruddfase. Av denne grunn er definisjonen på kryptstyrke i Berggrens modell lagt i overgangen mellom primærkryp og sekundærkryp.



3 DIMENSJONERINGSGRUNNLAG FOR OSLOFJORDTUNNELEN

SvOF har skaffet til veie dimensjoneringsgrunnlaget som består av:

- ytre belastning i form av vann- og jordtrykk,
- belastningens varighet, og
- de aktuelle materialenes frosne egenskaper i form av trykkforsøk og krypforsøk på frosset materiale fra den aktuelle sonen i Oslofjordtunnelen.

Disse parametere er inngangsverdier i dimensjoneringen som resulterer i temperatur- og tykkelseskrav til frostkonstruksjonen, og den tillatte åpningslengden ved drivingen. All sikkerhet ligger i materialkoeffisienten.

Ytre belastning

I profil 15941, der stoffen stoppet foran sonen med løsmasser, ligger veglinjen på ca. kote -121. Tunnelen har 7 % fall. I løsmassesonen er det ca. 80 m løsmasser mellom hengen og sjøbunn. Materialet er permeabelt.

Ved vurdering av belastningen er det tatt utgangspunkt i 120 m vanntrykk = 1200 kPa og et jordtrykk på 200 kPa, basert på anslag utført for andre tunneler.

På oppdrag fra SvOF har GeoVita utført en endelig elementmetodeberegning med programmet PLAXIS, for vurdering av det totale trykket/belastningen som virker mot frostbuen. Rapporten konkluderer med at 1400 kPa er en fornuftig verdi for dimensjonerende belastning.

SvOF har således oppgitt at dimensjonerende belastning er 1400 kPa.

Denne verdien er benyttet i dimensjoneringen med lastkoeffisient lik 1.0.

Belastningens varighet

Tiden frostkonstruksjonen må bære last har betydning fordi det er et viskoplastisk materiale. Belastningsvarigheten er tiden fra understøttelsen forsvinner (sprengning) og til en annen konstruksjon kan overta bæringen av lasten (herdet betong).

Syklustiden for sprengning, utlasting, støping og herding er vurdert av SRG til 1 uke. Fordi det må være igjen noe plass mellom stuff og støp, blir det en overlappings-soner som står åpen i to sykluser. Materialet i overlappings-sonen er mest påkjent. Basert på driftsopplegget til SRG, har SvOF satt dimensjonerende åpningsstid til 2 uker.

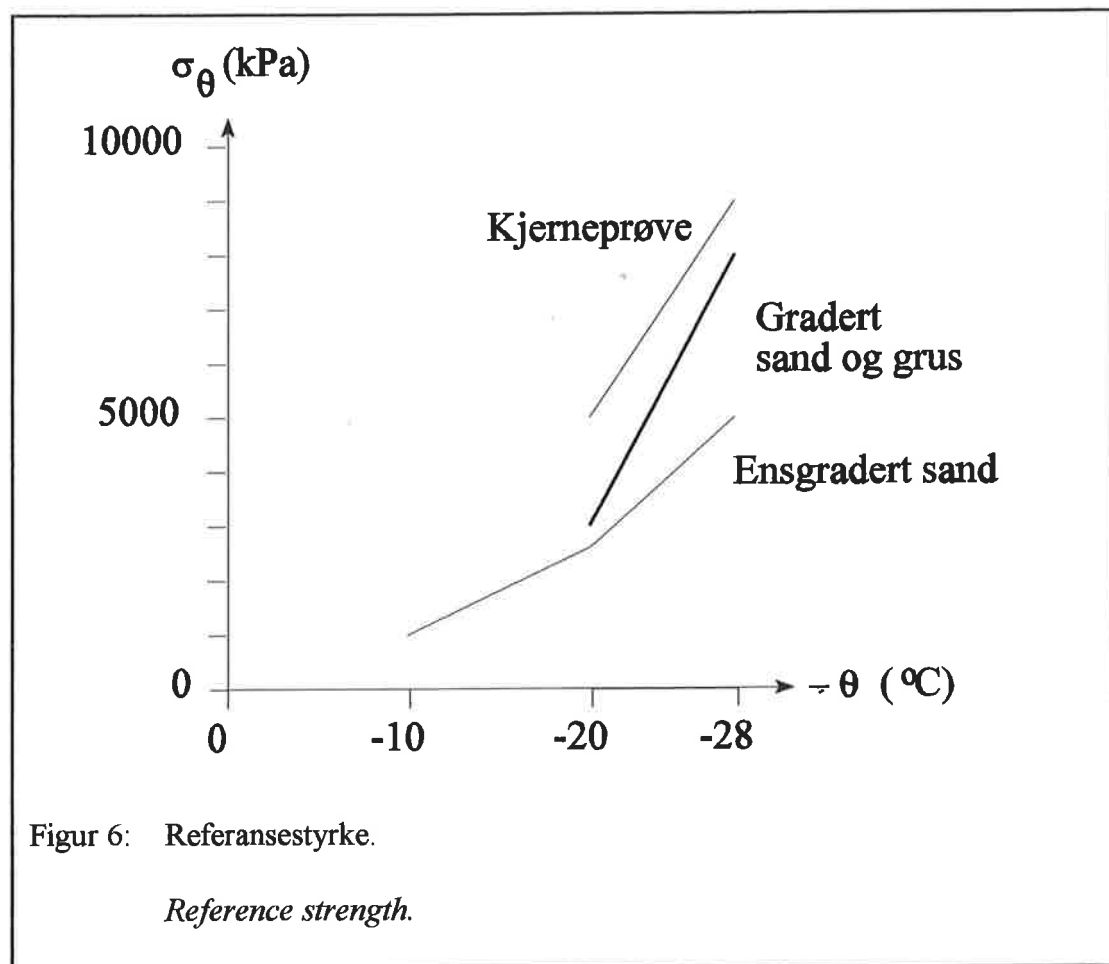
De aktuelle materialenes frosne egenskaper

Konvensjonell kjerneboring er forsøkt, men gav ikke egnede prøver for fryseforsøk. Kun en liten bit kunne oppfattes som løsmassekjerne (denne ble da også frosset og testet). Forøvrig var finfraksjonen spylt bort.

Prøvematerialet som ligger til grunn for forsøkene er oppsamlet borkaks, utspylt fra borehull som ble boret inn i løsmassesonen. Materialet ble sendt til NTNU Institutt for geoteknikk, sammen med det salte lekkasjevannet fra tunnelen. NTNU Institutt for geoteknikk har utført alle forsøkene.

Begrenset materialmengde og ønsket om repeterbarhet gjorde gjenbruk nødvendig. Materialet er derfor vasket fritt for salt og tilsatt vann med riktig saltinnhold. Prøvene er bygget inn kunstig og pakket i former før frysing. I praksis var det ikke mulig å oppnå verken 100 % vannmetning av materialet eller å gi det den pakning som tilsvarer overlageringstrykket i sonen. Det antas derfor at materialet slik det er testet i laboratoriet, enten representerer nedre grense eller er dårligere enn det naturlige materialet i løsmassesonen.

I forbindelse med forskningsprosjektet "Uforstyrret prøvetaking i vanskelige masser" gjorde GEOFROST forsøk på nitrogenboring i løsmassesonen. Metoden går ut på å fryse massen foran borkronen, ved å spyle med kald nitrogen i stedet for luft eller vann. Derved kan det tas prøver med naturlig vanninnhold og riktig spenning ved innfrysing. Metoden gav fine kjerner i Frøyatunnelen, men på den tid som ble stilt til rådighet lyktes det ikke å få ut kjerner fra sonen i Oslofjorden.

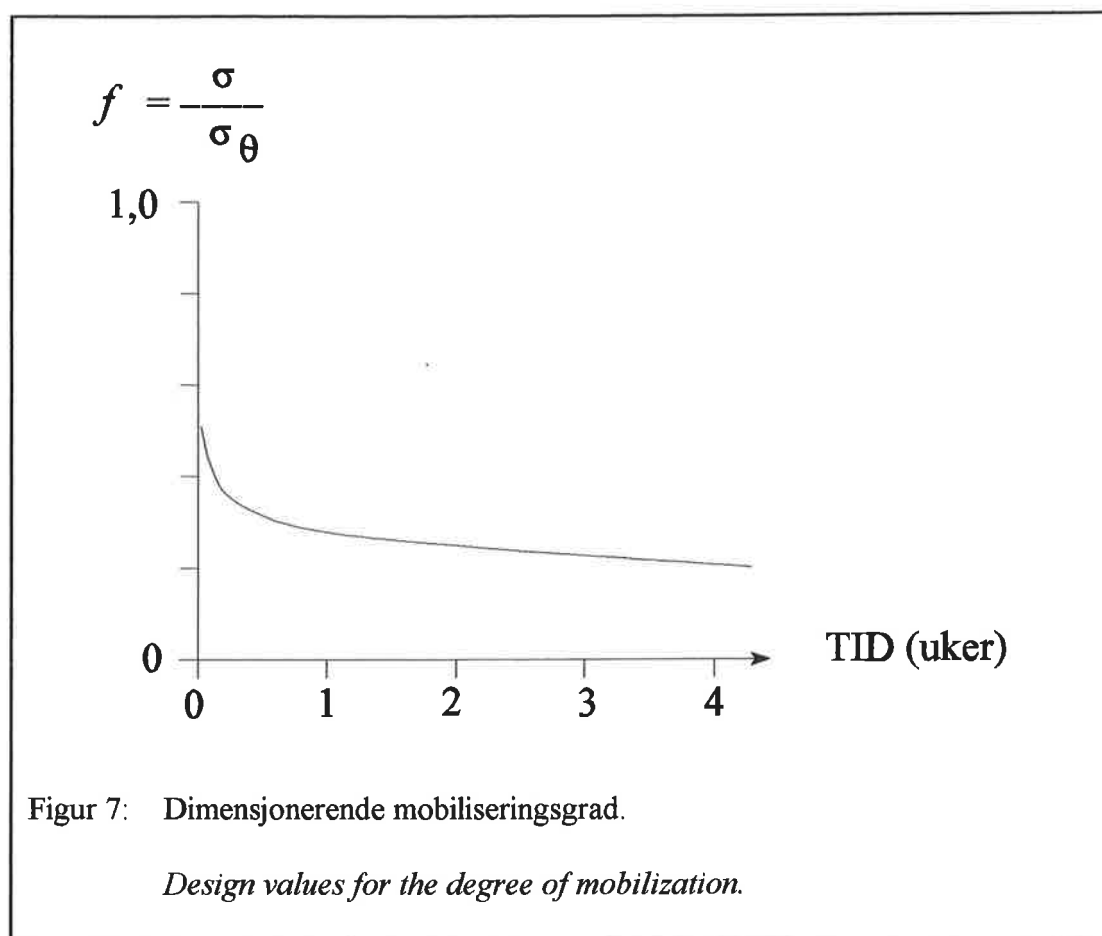


Laboratorieforsøk er utført på sandfraksjonen og på masser med mer gradert kornfordelingskurve. Forsøkene gav overraskende lave styrker i forhold til det som var forventet av et rent friksjonsmateriale. Det viste seg at sjøvannets

natriumkloridinnhold hadde en dominerende effekt på styrkens temperaturavhengighet. Forsøk utført på sand ved -10 °C, -20 °C og -28 °C viser at styrkeøkningen per grad temperatursenkning er klart større etter at natriumkloridets eutektiske punkt (-21,3 °C) er passert.

Trykkforsøkene på gradert sand og grus gir følgende referansestyrke: $\sigma_{\theta} = 3000$ kPa ved -20 °C og $\sigma_{\theta} = 8000$ kPa ved -28 °C. Dette er benyttet i dimensjoneringen. (Figur 6.)

Utførte krypforsøk ved -28 °C på det samme graderte sand- og grus-materialet, resulterte i dimensjonerende mobiliseringsgrad $f_d = 0,25$ for 2 ukers belastningsvarighet. (Figur 7.)



Dimensjonerende styrke

Materialkoeffisienten $\gamma_m = 2,0$, ble i utgangspunktet valgt, ut fra usikkerhet i materialparametere og de store konsekvensene et brudd i frostkonstruksjonen ville føre til. De siste krypforsøkene har imidlertid vist at primærfasen for et spenningsnivå på vel 2000 kPa varer over en måned. Tatt i betraktning at forsøkene etter all

sannsynlighet representerer det svakeste materialet i sonen, samt at det etableres en sikkerhetsvegg/ betongsluse nedstrøms løsmassesonen, er materialkoeffisienten redusert til 1,6.

Dimensjonerende trykkstyrke for frostkonstruksjonen, blir da ifølge ligning (4):

$$\sigma_d = 470 \text{ kPa ved } -20 \text{ }^\circ\text{C og } \sigma_d = 1250 \text{ kPa ved } -28 \text{ }^\circ\text{C.}$$

4 DIMENSJONERING AV FROSTKONSTRUKSJONEN I OSLOFJORDTUNNELEN

Problemstilling

På et meget tidlig stadium, før forsøk på frossent materiale var igangsatt, ble en fryserørslake vurdert å være tilstrekkelig, ut fra den styrke man da antok at materialet ville få ved frysing. Boringen ble startet for ikke å miste tid. Borplanen tok høyde for at det skulle bli plass til en relativt tykk frostkonstruksjon utenfor sprengningsprofilen. Forsøkene viste imidlertid at frostkonstruksjonen ved "normale" temperaturer ville få en urimelig tykkelse. Det ble derfor sett på muligheten for heller å velge en meget lav temperatur. Begge alternativer ville kreve mer enn en rad med fryserør.

Boringen var godt i gang da forsøkene viste at man trengte mer enn en rad med fryserør i løsmasseområdet. For at det allerede utførte borearbeidet skulle kunne benyttes, ble en ekstra rad plassert på innsiden av den første raden. Det ble derfor en begrensning i mulig avstand mellom fryserørslakene, og derav mulig tykkelse på frostkonstruksjonen. En variabel ble eliminert og den reelle dimensjonering ble begrenset til å bestemme:

- temperaturkravet for frostkonstruksjonen og
- maksimal tillatt åpningslengde, det vil si lengden mellom stuff og støp (lengde av usikret frostsylinder).

Temperaturkrav

På grunn av den lave styrken til det salte materialet ble det viktig å komme langt ned i temperatur. Det er temperaturgradienten som driver frysefronten. Imidlertid ligger det en begrensning i metoden som er valgt. Kalsiumkloridlaken som sirkulerer i fryserørene har teoretisk sitt eutektiske punkt nær $-45 \text{ }^\circ\text{C}$. I praksis unngår man å kjøle laken under $-40 \text{ }^\circ\text{C}$.

Forsøk er utført ved $-28 \text{ }^\circ\text{C}$. Tester ved lavere temperaturer var i praksis vanskelig å utføre tilfredsstillende, uten tid- og kostnadskrevende laboratorietilpasninger.

$-28 \text{ }^\circ\text{C}$ ble imidlertid ansett både som tilstrekkelig lav temperatur og som realistisk å oppnå i felten. $-28 \text{ }^\circ\text{C}$ ble derfor valgt som temperaturkriterium for frostkonstruksjonen i løsmassene.

Termiske beregninger

Frysetiden, hvor lang tid det tar å fryse ned grunnen til ønsket temperatur, er avhengig

av en rekke parametere der vanninnholdet er mest dominerende. Dess mer vann som skal omformes til is, dess mer latent varme må fjernes fra materialet, og frysetiden øker. Metningsgraden og kvartsinnholdet er andre viktige parametere som påvirker de termiske egenskapene. Både varmeledningsevne og volumetrisk varmekapasitet er dessuten temperaturavhengig.

GEOFROST har benyttet termiske beregninger med data-programmet NRAD for å kontrollere frostkonstruksjonens tykkelse, basert på avviksmålte posisjoner for fryserørene. NRAD er et endelig elementmetode-program som beregner transient to-dimensjonal varmeledning med faseovergang. Programmet er utviklet ved NTNU Institutt for kuldeteknikk/ SINTEF kuldeteknikk.

Frostkonstruksjonen er konisk. Det er utført termiske kontroll-beregninger for profilene 15971, 15961, 15956 og 15951. Beregningen er utført på et utsnitt av det enkelte profilet som er vurdert å inneholde det området med minst dimensjonerende tykkelse. Dette er vurdert ut fra avviksmålinger av fryserørene. Mellom profil ca. 15971 og 15953 vil frostkonstruksjonens tykkelse ved $-28\text{ }^{\circ}\text{C}$ avta fra 3,5 meter til 2,0 meter.

Maksimale åpningslengder

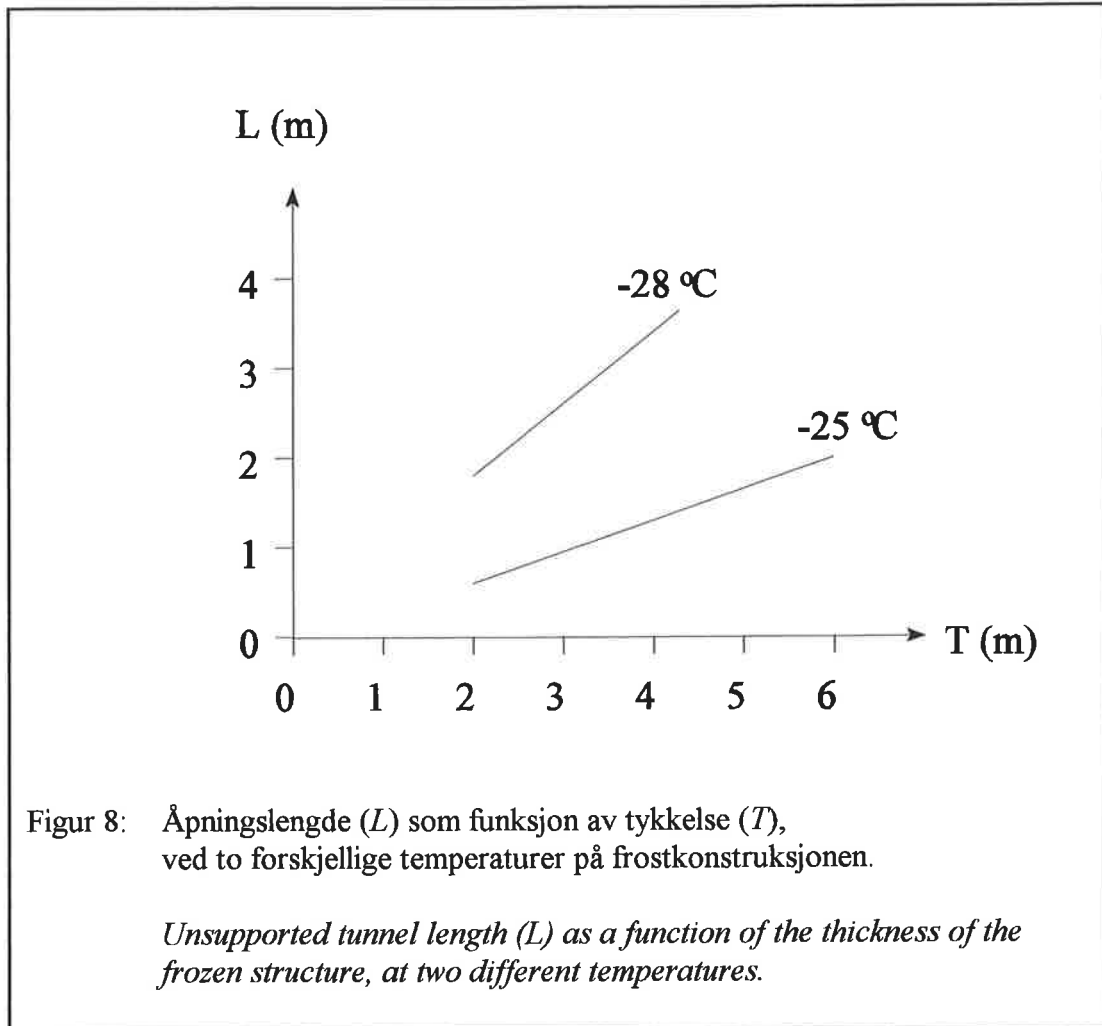
Temperaturen i det frosne området synker fra frysepunktet ytterst og ned mot fryserørstemperaturen i kjernen. Frostkonstruksjonens totale styrke vil derfor måtte integreres over det temperaturprofil frostkonstruksjonen får. I praksis gjøres det forenklinger. Frostkonstruksjonen deles opp i en eller flere soner, med en gjennomsnittstemperatur eller et krav til minimumstemperatur for hver sone. Ved en slik forenkling vil man normalt ha innebygget en ekstra sikkerhet, ettersom materiale med lavere temperatur (som fins nærmere fryserørene) har en høyere styrke, og materiale med høyere temperatur (men likevel med økt styrke i forhold til ufrosset tilstand) er sett bort i fra. Denne effekten er svært liten på Oslofjordtunnelen ettersom temperaturgradienten er svært stor i ytterkant av det frosne området. Dette skyldes det strenge temperaturkravet til selve frostkonstruksjonen i forhold til temperaturen i fryserørene.

Ved beregning av åpningslengder er det varmere og svakere materialet ($-20\text{ }^{\circ}\text{C}$) som finnes der utbredelsen av kjernetemperaturen er minst, tatt med i beregningen. Benyttes ligning (3) der dimensjonerende skjærstyrke defineres som halvparten av dimensjonerende trykkstyrke, tilsvarer dette åpningslengder fra 3,0 meter avtagende til 1,8 meter. (En annen syklustid og dermed belastningsvarighet kunne gitt en annen åpningslengde.)

Kontrollberegning SINTEF

SINTEF Bygg og miljøteknikk, Geoteknikk, har kontrollregnet den foreløpige dimensjoneringen ved hjelp av elementmetodeprogrammet ABAQUS. Modeleringen av kryppoppførselen av materialet er basert på de samme forsøk og parametere som GEOFROST har benyttet i sin dimensjonering.

Det er utført to-dimensjonal analyse basert på bjelke-modell i lengderetningen der også bue-effekten i selve frost-konstruksjonen er tatt hensyn til. En tre-dimensjonal beregning får også med effekten av buen i tverr-retningen. I tillegg er det utført en analytisk løsning basert på tykkvegget plastisk rør.



SINTEF konkluderer med at en kan tillate en åpningslengde på 2,5 m, forutsatt 3,0 meter tykk frostkonstruksjon ved -28 °C , og at dette gir en materialkoeffisient for frostbuen på 1,5. Dette er noe mindre åpningslengde enn GEOFROST konkluderte med, etter at materialkoeffisienten ble redusert fra 2,0 til 1,6.

5 GJENNOMFØRING OG ERFARING

Valg av frysemetode

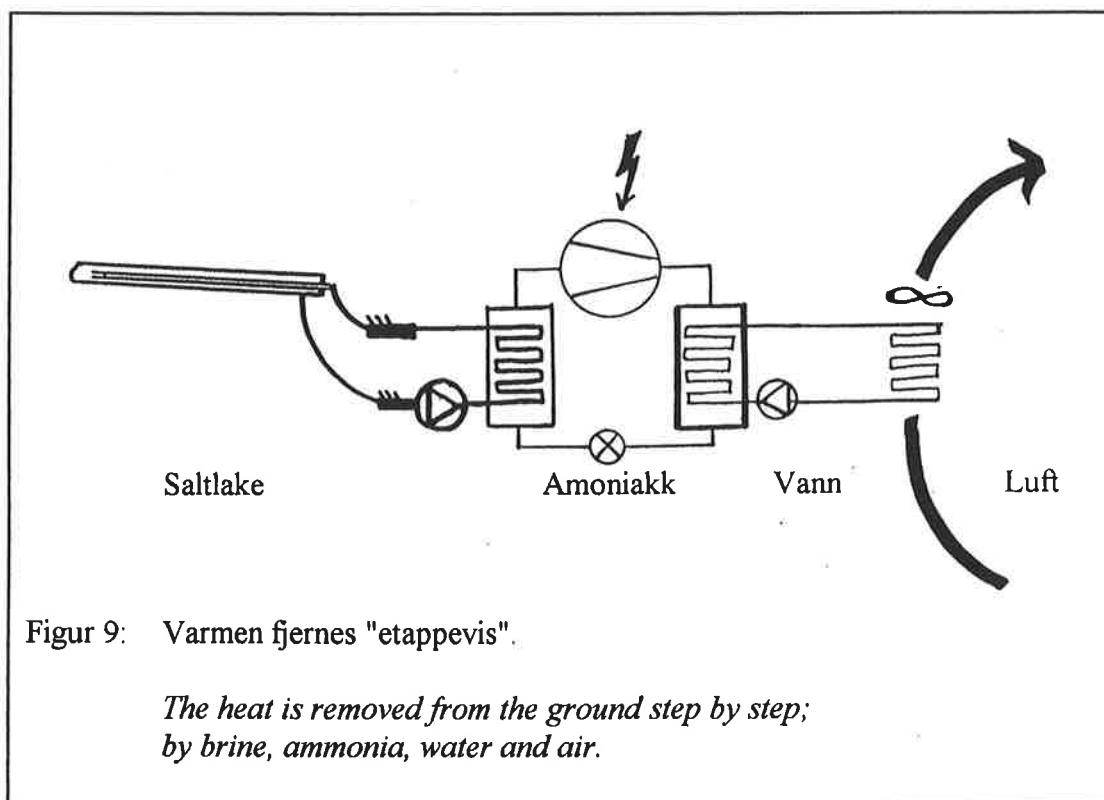
Første kontakten ble tatt av SvOF i januar 1998. Det ble da gjort en grov vurdering av frysealternativene; nitrogenfrysing og lakefrysing med henholdsvis en og to rader,

basert på antatte egenskaper av massene. Nitrogenfrysing gir en meget raskere nedfrysing og kan takle større vannstrømmer enn lakefrysingen. På dette prosjektet ble selve frysingen vurdert å koste dobbelt så mye med nitrogen som med lake.

Ettersom det tidlig ble bestemt å lage en bypasstunnel, ville ikke frysingen bli liggende på tidskritisk linje. Videre er fjellet på begge sider av sonen forinjisert og av god kvalitet. Det ble derfor vurdert at strømmende vann gjennom området som skulle fryses ikke ville være noe problem. Nitrogenfrysing ble derfor uaktuelt.

Kuldeanlegg

Ved lakefrysing fjernes varmen "etappevis". Det er temperaturgradientene som driver varmen til et stadig lavere nivå. Første etappe går fra fjellet over i saltlaken som sirkulerer i en lukket krets. Saltlaken kvitter seg så med varmen til amoniakk inne i kuldeanlegget, der kompressoren transformerer den til et høyere nivå. Kuldeanlegget må deretter kjøles, og det kan gjøres på flere måter. I Oslofjordtunnelen går det kjølevann i en lukket krets. Vannet blir så kjølt med luft i en tørrkjøler, og varmen går derfra med den vanlige ventilasjonen ut av tunnelen.



Figur 9: Varmen fjernes "etappevis".

*The heat is removed from the ground step by step;
by brine, ammonia, water and air.*

Det kunne i noen perioder se ut som kuldeanlegget ikke hadde tilstrekkelig kjøling slik at det ble kvitt varmen. I oppstartsfasen stoppet anlegget flere ganger. Dette skyldtes at det var blitt gjennomslag i tunnelen under fjorden og at den naturlige trekken da gjentatte ganger skiftet retning. I det trekken snur, står luften stille lenge

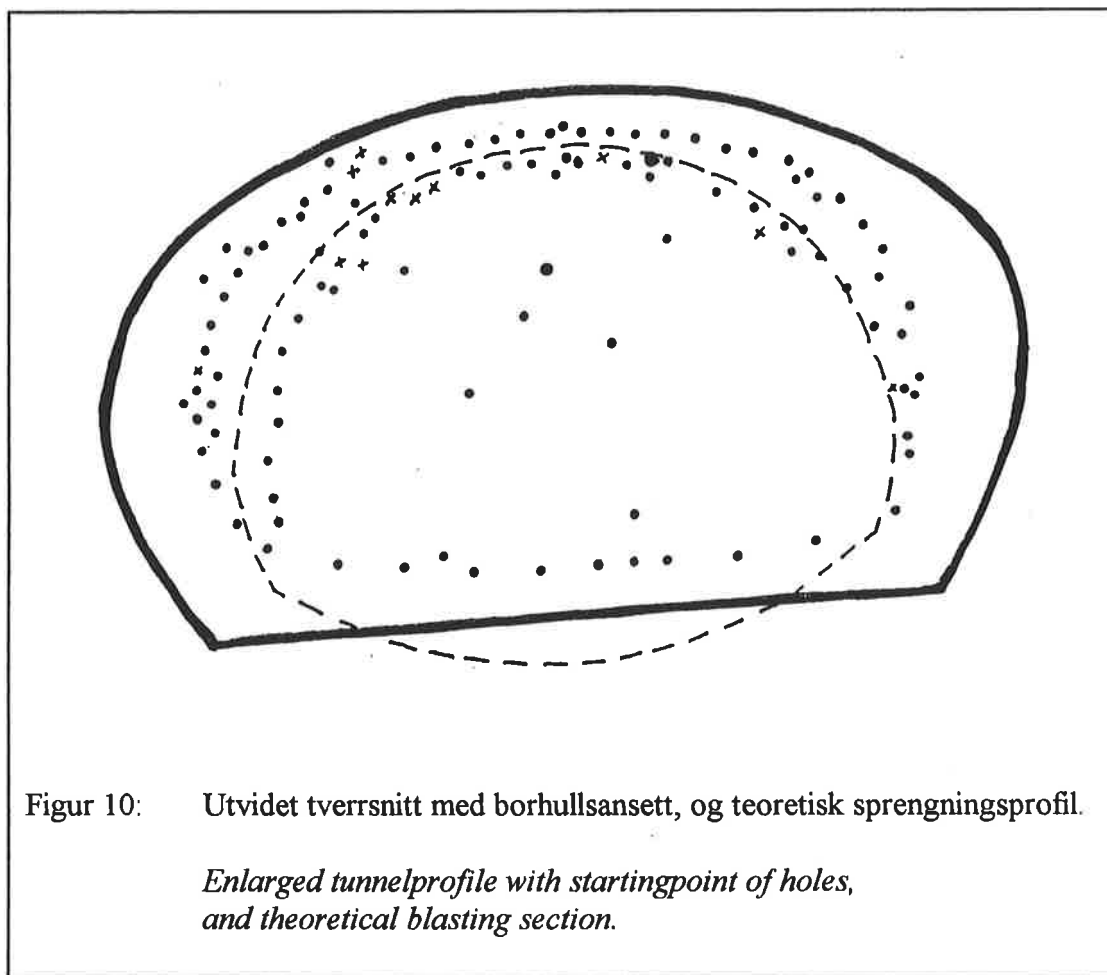
nok til at varmen fra kuldeanlegget "hoper seg opp" og anlegget stopper. Problemet ble avhjulpet ved å rigge en ekstra tunnelvifte med samme kapasitet som tørrkjøleren (90 m³/s), og så lede avsuget bort i duk. Det ble montert dukvegger fra tørrkjøler og til den ekstra tunnelviften, slik at "kortslutning" i luftstrømmen ble hindret.

Varigheten på nedfrysingsperioden er avhengig av hvor fort en blir kvitt varmen. Sommervarmen satte inn da ønsket var maksimal avkjøling av anlegget for raskest mulig nedfrysing. Temperaturen på saltlaken sluttet å synke, fordi temperaturen på tunnel-luften steg over dimensjoneringsnivået og derved reduserte kjølekapasiteten drastisk. Dette problemet ble løst ved å sende kjølevannet gjennom en ekstra varmeveksler med dreinsvann fra tunnelen, og tilleggskjøle tørrkjøleren med vann.

Erfaringen har vist at kuldeanleggets kjølebehov, sett i forhold til omgivelsene, ikke må undervurderes.

Borplan

Det ble tidlig bestemt at dersom det skulle fryses måtte dette gjøres rundt hele profilet. Dette for å unngå termisk erosjon av frostkonstruksjonsfundamentene.



Figur 10: Utvidet tverrsnitt med borhullsansett, og teoretisk sprengningsprofil.

*Enlarged tunnelprofile with startingpoint of holes,
and theoretical blasting section.*

Frosten må etableres utenfor sprengningsprofilen. Som ytterpunkt kan en da velge å bore skrå hull ut fra eksisterende tunneltverrsnitt, eller utvide tverrsnittet og bore parallelle hull. Fjellforholdene var bra og det ble besluttet å utvide tverrsnittet til en spennvidde på 20 meter. Borhullene ble da moderat skrådd og totalt antall bormeter redusert. Figur 10 viser teoretisk sprengningsprofil og utvidelsen som ble foretatt. Utenfor teoretisk ansettpunkt hadde boreriggen(e) behov for 2,0 meter under og sideveis for ansett, samt 1,0 meter over ansett, for både å kunne få plass til maskinen og å kunne betjene den.

Laboratorieforsøkene resulterte i beslutning om en ekstra rad fryserør i løsmasseområdet. For å kunne nyttiggjøre seg allerede utført borearbeid ble den nye raden lagt på innsiden av raden man var i gang med å bore. Alternativet hadde vært å bore to helt nye rader. Konsekvensen av valget var at man ble mer låst i dimensjoneringen av frostkonstruksjonen. Indre fryserørskrad krysser teoretisk sprengningsprofil ved overgangen mellom løsmasser og fjell, mens ytre rad ligger helt utenfor.

Boring

Boringen ble igangsatt umiddelbart etter at endelig beslutning om frysing var tatt og den bestemte utstrossing foretatt. Tilgjengelig utstyr som kunne utføre den krevende boringen var brønnboringsrigger med senkboreutstyr. Boreriggene ble modifisert slik at boreoperatøren skulle kunne hindre store vannlekkasjer inn i tunnelen ved problemer.

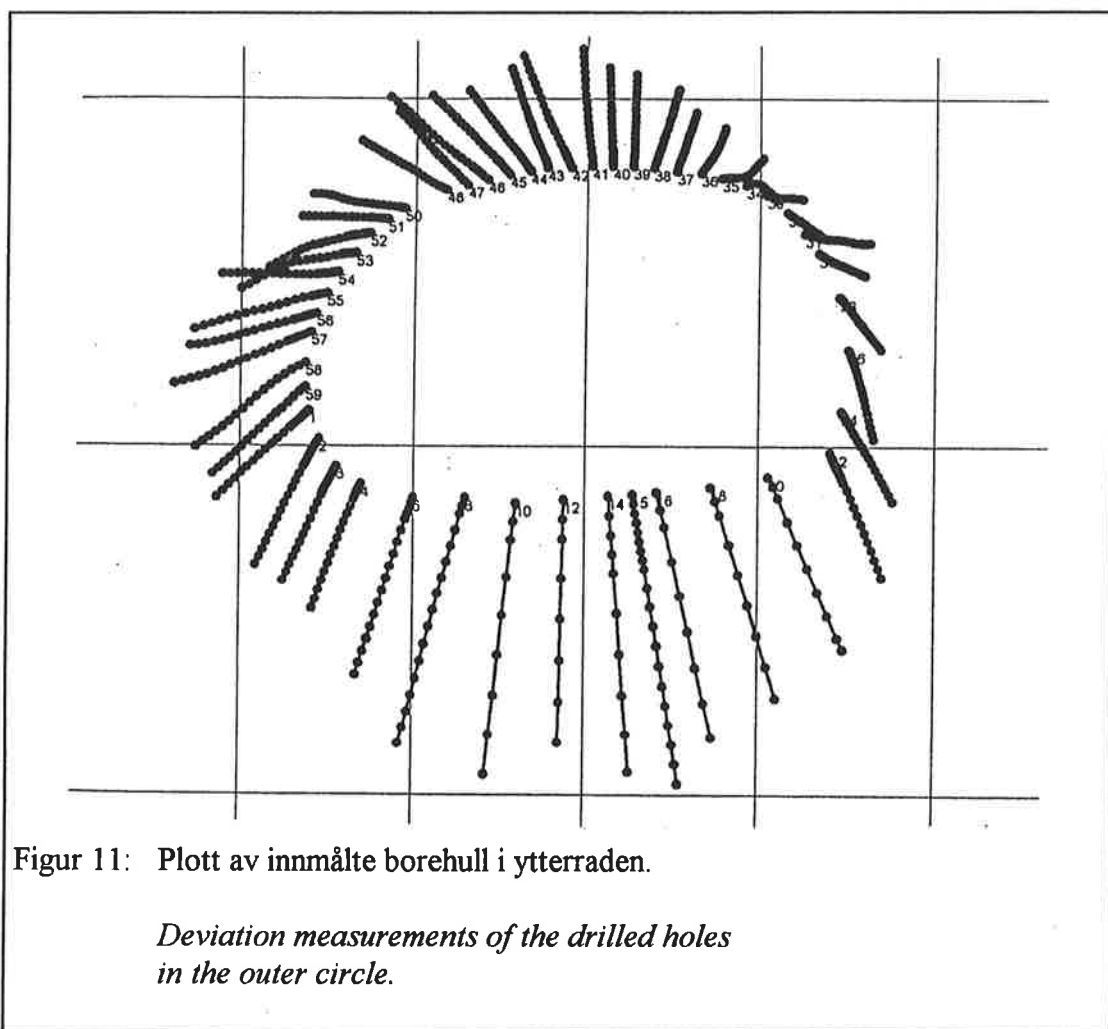
Massene det skulle bores i var knusningszone materiale. Over dette var det meget bløtt materiale. Kjerneboring hadde vist "fremmede masser" som Ringerikssandstein og Rombeoporfyrt, for øvrig både blokk, grus, sand og finstoff. Massen skulle injiseres og man var forespeilet å kunne bore i en betonglignende masse, forhåpentligvis uten noe særlig vann. Det var injisert ca. 700 tonn i sonen før fryserørskoringen tok til. Boringen ble utført av Brødrene Myhre A/S og Båsum Boring A/S. Den foregikk uten foringsrør så langt det lot seg gjøre, i hele sålen og på den ene siden (165 mm). Når man kom inn i løsmassene var ikke hullene lengre stabile, og det måtte benyttes foringsrør (140 mm). 300 mm sikringsrør påmontert sluseventil var planlagt som en beredskap, men ble på grunn av vannlekkasjene montert i 82 av totalt 115 borehull. Foringsrør ble benyttet i 74 hull. Totalt 12 hull måtte oppgis på grunn av problemer som: boring i gjenstående borestål fra injiseringen eller brudd i foringsrøret bak boreskoen. Det siste kunne muligens ha sin årsak i at engangsringkronene hadde tendens til å bli utslitt før hullet var ferdig boret, til tross for de spesialbestilte kronene som var forsterket. Flere hull ble berget ved at man kom inn mot fjellet og deretter klarte å bore fjellavslutningen med en mindre fjellkrone. Videre ble det problemer med det store vanntrykket inne i massene (12 bar) som gjorde at lufthammeren hadde tendens til å drukne. Det ble derfor i samarbeid med byggherren prøvd ut vannhammer med godt resultat. Så vidt vites er dette første gang i verden vannhammer er benyttet i løsmasser.

Boringen tok meget lenger tid enn antatt før oppstart. Mer kompliserte boreforhold enn forventet og en ekstra fryserørslad er hovedfaktorer.

Videre ligger det et stort forbedringspotensial i å utvikle egnet boreutstyr med rekkevidde rundt hele tunnelkonturen. Den dårlige rekkevidden på det benyttede utstyret måtte kompenseres ved at sprengstein ble fylt lagvis oppover ettersom boringen skred frem, med rampe for å komme opp og ned. Alle operasjoner måtte så gjøres ferdig før neste nivå ble tatt. Oppunder hengen ble det for lav høyde til at kran kunne benyttes, utstyret for de benyttede boredimensjonene er ikke egnet for manuell håndtering. Innerraden ble først tatt på vei ned igjen, sammen med supleringshull i ytterraden og temperaturhull. Det kunne ikke graves til neste nivå før avviksmåling var utført og hullene klarert, samt fryserør montert.

Avviksmåling

Boringen ble utført med styring og gav generelt rette hull. Imidlertid kunne det bli betydelig avvik dersom man traff kanten av stål eller blokk. Eksempler på dette kan sees i figur 11 som viser ytre fryserørslad. Avviksmålingen ble utført av Devico A/S.



Materialeegenskaper og laboratorieforsøk

De første antagelsene om materialeegenskaper som ble gjort i januar 1998, baserte seg på litteratur og tidligere erfaring. Egenskapene som ble lagt til grunn var:

- referansestyrke (σ_{θ}) på 15 MPa ved -10°C og 25 MPa ved -30°C
- mobiliseringsgrad (f_d) på 0,25 for belastningsvarighet på 2 uker
- valgt materialkoeffisient (γ_m) lik 2,0.

Frostkonstruksjonen måtte da ha -10°C i minst 2,0 meters tykkelse.

Med 1 meter mellom fryserørene, vanninnhold på 15% og termiske egenskaper som forutsatt, skulle nødvendig nedfrysingstid med samme kuldeanlegg som det benyttede, bli 7 uker.

Forsøk på frosne materialer er spesielt. De må utføres i fryserom med kontrollert temperatur. Prøvene skal trimmes og deretter aklimatiseres. Krypforsøk kan være tidkrevende. Hvert forsøk varer fra flere timer, og opp til mange uker. Da forsøksseriene ble startet var det liten kapasitet i laboratoriet og kun et krypforsøk kunne kjøres om gangen. Det tok lang tid før dimensjoneringsgrunnlaget forelå.

Laboratoriekapasiteten for forsøk på frosne prøver er nå betydelig økt, ved at det finnes flere utstyrsenheter og fryserom som kan operere ved forskjellig temperatur til samme tid.

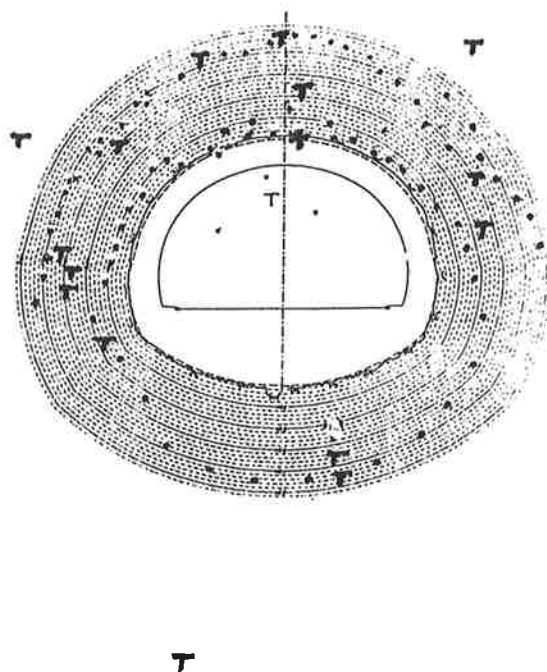
Laboratorieforsøkene viste en helt annen størrelsesorden for styrken av det frosne materialet enn det som tidligere var antatt. Selv ved så lav temperatur som -28°C har vi kun oppnådd 8 MPa i referansestyrke (antatt 25 MPa ved -30°C). Årsaken er porevannets saltinnhold. Vår erfaring stemmer bra med laboratorieforsøk rapportert av Ogata, N. Yasuda, M. og Kataoka, T. (1983).

Hadde grunnens mekaniske egenskaper vært klarlagt før boringen startet, kunne boreplanen vært laget slik at frostkonstruksjonen ble tilstrekkelig tykk til at en mer praktisk salvelengde kunne opprettholdes gjennom hele sonen.

Forskjellige komponenter i grunnen kan påvirke utfrysingen av vannet og derved de frosne egenskapene. Det anbefales alltid å få utført forsøk ved nye prosjekt. Det er ønskelig med in situ materiale der både vanninnhold, pakningsgrad, metningsgrad og kjemisk sammensetning av porevannet er identisk med forholdene i felten.

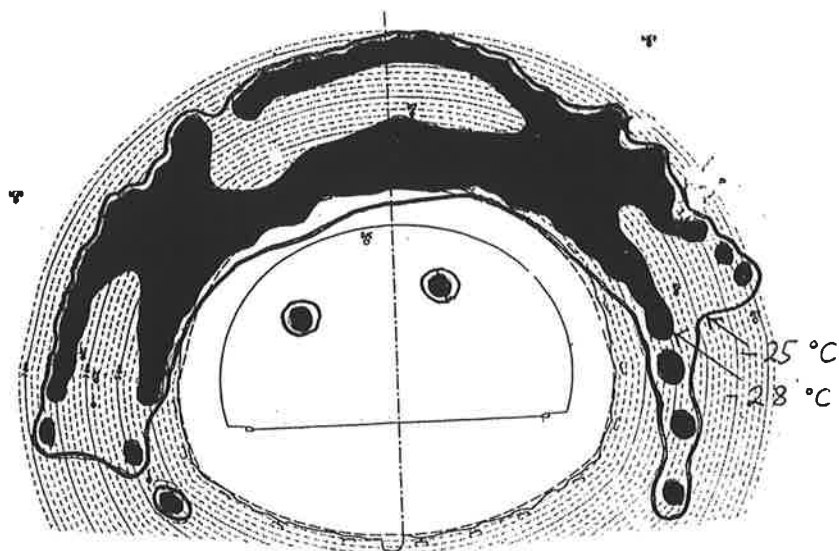
Temperaturmålinger kontra beregninger

Det ble utført temperatur-målinger i 17 temperatur-hull (se figur 12), med til sammen 137 målepunkter. Frostens bredde seg noe lengre utover enn beregnet, og det tok noe lengre tid enn antatt å oppnå det lave temperaturkriteret. Dette tyder på at den antatte varmeledningsevnen er noe for lav. Termiske beregninger stemmer for øvrig bra med temperaturmålingene. De termiske egenskapene og vanninnholdet har ikke vært undersøkt, og virkelige verdier er fremdeles ukjent. Også for slike undersøkelser bør en ha uforstyrrede prøver, eller kjenne vanninnhold, pakningsgrad etc. slik at dette kan etterlignes ved kunstig innbygging av prøver.



Figur 12: Plassering av temperaturmålehull (profil 15970).

Location of holes for temperature measurement in profile 15970.



Figur 13: -25 °C og -28 °C isotermer (profil 15970)
ca. 1 uke før frostkonstruksjonen har nådd dimensjoneringskriteriet.

*-25 °C og -28 °C isotherms in profile 15970,
one week before design temperature is reached.*

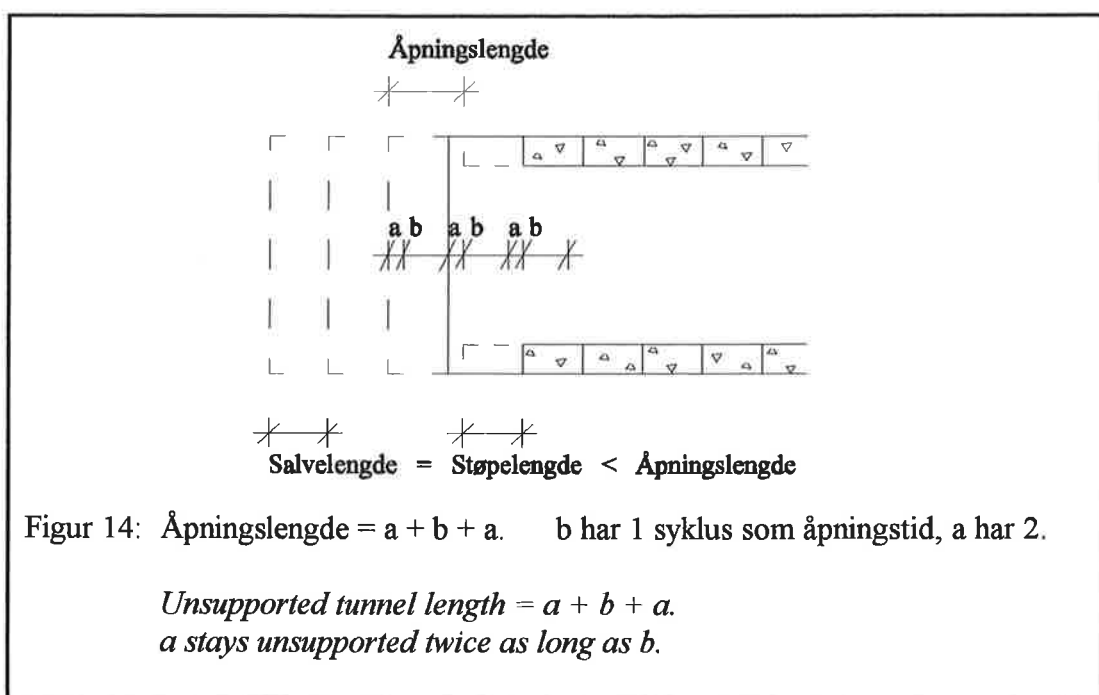
Dersom både mekaniske og termiske egenskaper er kjent kan en frostkonstruksjon optimaliseres i forhold til tid og/eller kostnader, avhengig av hva som er viktig på det enkelte prosjekt.

I figur 13 er frostkonstruksjonen vist ca. en uke før dimensjoneringskriteriet er oppnådd. Det tok 5 måneder å oppnå dette. Ferdig frostkonstruksjon er vist i figur 15, sammen med det totale området som er nedfrosset.

Dimensjoneringen

Salvelengde og støpelengde blir av praktiske årsaker noe kortere enn åpningslengden. Denne "resten" mellom støp og stuff blir stående åpen i to sykluser. Det vil si at opplegget for frostkonstruksjonen utsettes for belastning med en dimensjonerende varighet på to uker. Beregninger viser at frostkonstruksjonen vil kunne opprettholde tilstrekkelig lav temperatur og derved styrke i to uker etter et anleggs-stopp.

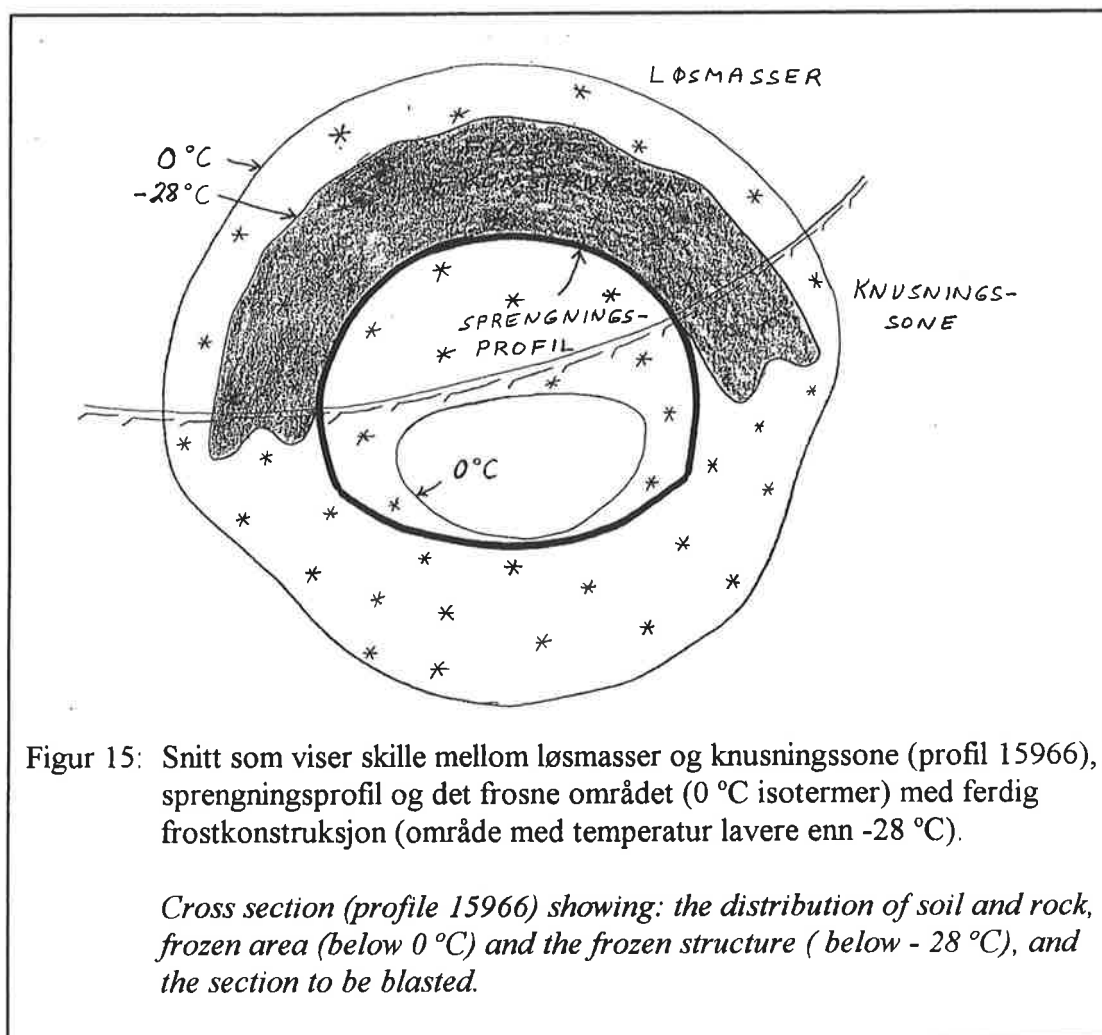
Sykklusen er lagt opp slik at sprengning skal foregå onsdager, sålen støpes frem mot helgen og hvelvet etter helgen. Helgen er normalt fri, og heri ligger sikkerhetsmarginen. Forsinkelser må taes igjen som helgearbeid. Skulle det oppstå uforutsette komplikasjoner som krever mer tid eller deformasjonene begynner å akselerere, er det etablert en beredskap for å støpe igjen stuffen.



Beregningsmodellen forutsetter at den frosne bjelken er opplagt på betong og stuff. Det er derfor viktig at en vertikal stuff er stabil. En skrå stuff ville redusere mulig salvelengde ettersom avstanden mellom stuff og støp i hengen da legger beslag på større del av åpningslengden. Det var derfor et krav at også løsmassene i stuffen skulle være frosset. I praksis blir stuffen noe konkav.

Driving

De første salvene i de 46 meterne som gjensto gikk i godt fjell før frostkonstruksjonen var helt ferdig (se figur 13).



Totalt berørte 8 salver løsmassekløften over ca. 15 meter. Salvelengdene varierte mellom 1,9 og 2,9 meter. På det meste dekket løsmassene ca. halve tverrsnittet. Løsmassene besto hovedsakelig av glacifluviale masser som inneholdt godt rundete korn i alle størrelser fra blokk på 3 - 4 m³ og ned til sand og noe silt. Det var noe bunnmorene nederst (midt i tunneltverrsnittet) der stein og blokk var mer kantet. Ved eksponering av løsmassene fantes knapt spor etter de 700 tonnene som var injisert.

Boring og lading forløp greit i de frosne massene. Etter sprengning og lasting, ble kontur og stoff påført et lag med fiberarmert sprøytebetong, for å hindre nedfall som følge av tining i overflaten. Konturen sto meget bra og det har ikke vært problemer med sprøyting mot den frosne overflaten.

Boring for neste salve ble utført før den permanente konstruksjonen ble plass-støpt. Armering ble prefabrikert i tunnelen. Det har ikke medført problemer p støpe mot den meget kalde frostkonstruksjonen. Herdingen forløp som forutsatt.

Etter ca. 20 timers herdetid ble fasthetskriteriet for betongkonstruksjonen nådd, slik at neste salve kunne skytes. Syklusiden var en uke.

Når tunnelen ble sprengt innover i "fryserørstrakten", kom indre rad med fryserør etter hvert inn i sprengningsprofilen. Indre rad ble demontert da stoffen nådde overgangen til fjell. Noe før dette ble enkelte av fryserørene i indre rad skadet pga stikningen av borhullene i konturen. Dette ble reparert ved at erstatningsrør ble montert inni de eksisterende.

Alle fryserørene ble demontert og alt fryseutstyr fjernet fra tunnelen før gjennomslag 30. november 1999.

Konklusjon

Driving gjennom løsmasseområdet ble gjennomført som planlagt. Det har ikke vært vannlekkasjer eller stabilitetsproblemer, og konturen har stått meget bra.

En frostkonstruksjon kan sammenlignes med en betongkonstruksjon, der isen utgjør bindemiddelet. For en betongkonstruksjon kan styrken reguleres med sementinnholdet. For en frostkonstruksjon reguleres styrken med temperaturen. Den store forskjellen ligger i at frossen grunn er viskoplastisk i stedet for elastisk.

Grunnfrysing har vist seg å være en sikker og forutsigbar metode for gjennomføring av et komplisert arbeid.

SUMMARY

General design of a frozen structure is explained.

Ground freezing in the Oslofjord subsea tunnel with a water pressure of 120 meters is described. Because of watertightness the load is high.

Laboratory tests showed much lower strength parameters than expected, due to the salinity of the porewater. This resulted in an extra row of freezing pipes through the soil and an unusually low temperature goal for the frozen structure.

Tunneling was performed by drilling and blasting. Soil consisted of well rounded material from boulders of 3 to 4 m³, through, stones, gravel and sand. Artificial ground freezing is a safe and predictable method that worked as described; perfect. perfect.

Referanser

- Andreassen, Fritjof 1999
Oslofjordtunnelen, erfaringer fra frysing og driving gjennom frysesonen.
Fjellsprenningskonferansen 1999, pp.18.1 - 18.15.
- Berggren, A-L 1983.
Engineering Creep Models for Frozen Soil Behavior.
Dr.ing.avhandling. Institutt for geoteknikk, NTH, Trondheim.
- Eiksund, Gudmund; Svanø, Geir, SINTEF Bygg og miljøteknikk, 21.05.99.
Analyser av frysesone - Oslofjordforbindelsen.
STF22 F99607
- Kirkebø, Signe, GeoVita as, 27.04.99.
Oslofjordforbindelsen. Analyse av frysesone. Grunnlag og forutsetninger.
Notat G2
- Kirkebø, Signe, GeoVita as, 30.04.99.
Oslofjordforbindelsen. Analyse av frysesone. Lastnivå ved overkant
frostbue. Notat G3
- Norsk Geoteknisk Forening 1979.
Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk.
Publ. 178, Norges Byggstandardiseringsråd, Oslo.
- Sandven, Rolf; Finseth, Jomar, NTNU Trondheim, Fakultet for bygg- og
miljøteknikk, Institutt for geoteknikk, 20.06.99.
Rapport fra forsøk på frosne materialer fra Oslofjordforbindelsen.
Resultater fra samtlige trykk- og krypforsøk på sand og grus.
Foreløpig utgave.
- Ogata, N., Yasud, M. and Kataoka, T 1983.
Effects of salt concentration on strength and creep behaviour
of artificially frozen soils.
Cold Regions Science and Technology 8 1983, pp. 139-153.

DIMENSIONERING AV FRYSTA TUNNLAR- TVÅ PROJEKT I STOCKHOLM

Design of frozen tunnels – two projects in Stockholm

*Björn Stille, Johan Brantmark, Lasse Wilson, Skanska Teknik
Anders Fredriksson, Golder Grundteknik*

Sammanfattning

Under det senaste året har jordfrysning använts vid två tunnelprojekt i Stockholmsområdet där delar av tunnelns sträckning är förlagd i jord. Tunneldrivning i Kv Siken, Älvsjö, är nu helt genomförd utan att oförutsedda händelser inträffat. För det andra projektet, Södra Länken SL04 Ramp 416, har nedfrysning påbörjats och följer i stort beräknad temperaturutveckling.

Frysning som är en miljövänlig metod utan miljöfarliga utsläpp har för dessa projekt använts för att stabilisera och täta jordmassorna under drivningen. I artikeln redogörs för skillnaden mellan frysning med flytande kväve och med brine(saltlösning). I princip konstateras att kväve ger en snabb, helt tyst men kostsam nedfrysning. Vidare konstateras att frysning med brine är långsammare och lämpar sig för projekt där det finns möjlighet att ge frysningen den tid som krävs.

Den höga kostnaden har för Kv Siken medfört att drivning/förstärkning integrerats och optimerats tillsammans med frysning för att minimera den tid jorden måste vara frusen. Med god planering kan en mindre kostsam frysning med brine erhållas för större projekt. I slutet av artikeln visas de köldbäräkningar som gjorts för projekt SL04 samt jämförelse med uppmätta temperaturer.

Inledning

Till följd av de senaste årens satsning på infrastrukturprojekt har tunneldrivning med liten och/eller ingen bergtäckning blivit ett allt vanligare problem. Kraven från samhälle och beställare på metoder med liten miljöpåverkan har även blivit allt strängare. Frysning är då en säker metod som tillåter tunneldrivning i mycket svåra jord och bergförhållanden och som uppfyller alla miljökrav. Under det senaste året har två projekt genomförts av Skanska Teknik AB där frysning använts som metod. I denna artikel redovisas de erfarenheter och delar av de överväganden som gjorts i samband med projektering och drivning av dessa projekt.

Frysning som metod

Grundprincipen är att frysa ned porvattnet i jordmaterialet. Isen fungerar då som bindemedel vilket väsentligt ökar hållfastheten i materialet. Dessutom blir de frysta områdena täta. Utschaktning kan utföras på "normalt" sätt i det frysta materialet. I artikeln talas ofta om jordfrysning men metoden kan generellt även gälla bergfrysning. Metoden används normalt som temporär jordförstärknings och jordtätnings metod.

Det finns idag två principiellt olika sätt med vilka jord kan frysas; med brine eller med flytande kväve. Metoderna har båda sina för och nackdelar:

Brinefrysning

En anläggning med brinefrysning består av två huvuddelar. En kylanläggning och en kylslinga. I kylanläggningen kyls en brine, vanligen en saltlösning av CaCl_2 och vatten, ned till mellan -20°C och -40°C . Saltlösningen leds ut i en kylslinga till det område som skall frysas. Vid jordfrysning installeras slingan i nerborrade foderrör. Brinefrysning är en metod som tar relativt lång tid att genomföra och kallas även indirekt frysning. För att optimera nedfrysningstid och antal frysrör är det ofta fördelaktigt att använda stora hål. Löpande kostnader för att driva en kylanläggning är relativt låga, vilket gör att tiden ur den aspekten inte blir kritisk. På grund av att frysningen sker med lägre effekt är brinefrysning känslig för stora grundvattenströmmar. I litteraturen anges som tumregel ett gränsvärde för grundvattenströmning till 1,5 – 2 m/dag. Överstigs denna strömningshastighet bör särskilda åtgärder vidtas exempelvis injektering eller pumpning/infiltration.

Kvävefrysning

Vid frysning med flytande kväve, Liquefied Nitrogen LN_2 , leds kvävet ner i frysrören där det i kontakt med värme förångas och i gasform släpps ut i atmosfären. Metoden kallas även direkt frysning. Då atmosfären består av 78% kväve och då kvävet även tas ur atmosfären vid tillverkning så är den enda miljöpåverkan den energi så åtgår för tillverkningen. Flytande kväve förångas vid en temperatur av -196°C . Den låga temperaturen gör att frysningen går mycket snabbare än vid brinefrysning vilket ofta är fördelaktigt vid förekomst av stor grundvattenström. Frysningen kan utföras i klenare hål än med brinefrysning men effektiviteten ökar med ökad håldiameter. Systemet är öppet så vid jordfrysning förbrukas stora mängder kväve. Mellanlagring av kvävet i tank sker ofta vid arbetsplatsen. Kylsystemet kan i de flesta fall byggas enkelt och kräver inte den utrustning som vid brinefrysning. Flytande kväve är kostsamt så vid längre frysperioder blir kvävefrysning dyrt. Metoden har därför mest används vid mindre objekt med relativt kort varaktighet. Som alternativ till kväve har tidigare flytande koldioxid (LCO_2) använts vid direkt frysning.

Om frysning görs med flytande kväve från tunneln, som beskrivs nedan, måste dock extra försiktighetsåtgärder vidtas ur arbetsmiljösynpunkt. Kvävgas är luktlös, och för stor koncentration kan orsaka svimning och till och med dödsfall. Syrgasmätare och tillgång till flyktmasker som möjliggör syretillförsel vid evakuering är då nödvändigt för alla som arbetar i tunneln.

Fryst jord

Generellt gäller att ett fruset materials hållfasthet ökar med sjunkande temperatur. Fryst jord är dock ett plastiskt medium, vilket innebär att jordmassan kryper och att dess hållfasthet minskar med tiden. Korttidshållfastheten kan vara upp till 10 – 12 gånger större än långtidshållfastheten. Den tid som en uttagen sektion står öppen utan förstärkning är därför en kritisk parameter vid dimensionering.

Vid dimensionering av frysta konstruktioner används vanligen den frysta jordens långtidshållfasthet. En så kallad ”stå upp” tid definieras innan förstärkningen tar last och dimensionerande hållfasthet reduceras med en mobiliseringsgrad som motsvarar ”stå upp” tiden.

Korttidshållfastheten på den frysta jorden (alternativt med mindre krypreduktion jämfört med långtidshållfastheten) kan utnyttjas om aktuellt lastfall, uttagsordning och förstärkningsmetod medger detta.

Fallstudie

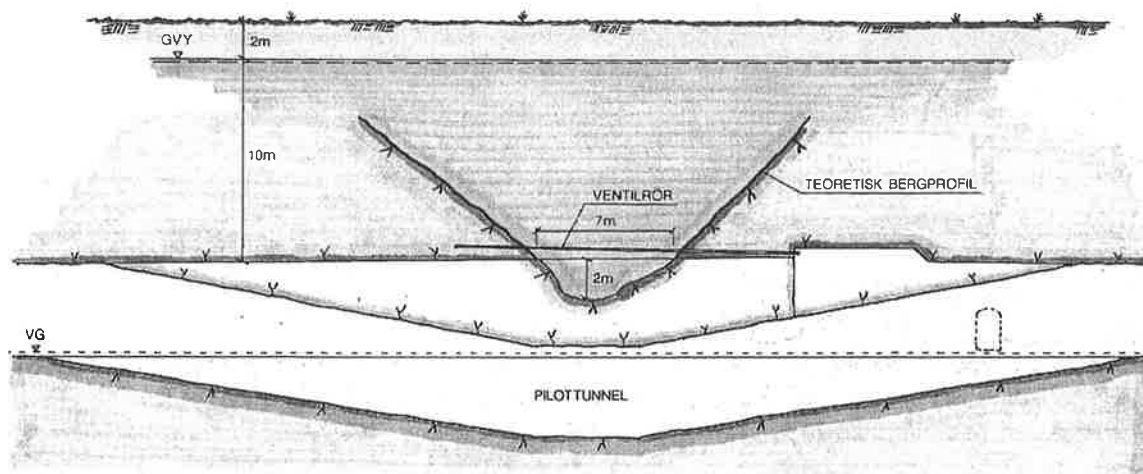
I det följande beskrivs två projekt där frysning genomförts, Bräddavloppstunneln i Älvsjö som frysts med flytande kväve och SL 04 ramp 416 som frysts med brine. I skrivande stund är arbetet med svackan i Älvsjö helt avslutat medan nedfrysning pågår vid SL04.

Bräddavloppstunneln i Älvsjö

Förutsättningar:

Skanska Sverige har byggt en bräddavloppstunnel i Älvsjö - Långbro, söder om Stockholm. Beställare var Stockholm Vatten AB. Bräddavloppstunneln är en förlängning av det befintliga Älvsjö - Mälarmagasinet och är ca 1400m lång och har en tvärsnittsarea på 13-15 m². Vid Långsjövägen, kvarteret Siken, drevs den fyra meter breda tunneln genom en djup jordsvacka, se figur 1. Passagen av Kv. Siken är uppdelad i två entreprenader. I generalentreprenaden dyker tunneln vid svackan för att erhålla tillfredställande bergtäckning samt för att möjliggöra fortsatt tunneldrivning. Passagen genom svackan drevs som totalentreprenad. På en sträcka av ca 8 meter drevs tunneln med tak och övre del av vägg belägen i jord. Ytterligare ca 4-6 meter drevs med liten

bergtäckning (mindre än 2 m). Skanska Teknik AB har projekterat sträckan med ingen till liten bergtäckning. Den frysning som omtalas här utfördes av Geofrost Engineering A.S. Prof. Håkan Stille, KTH, fungerade som oberoende granskare av arbetet med frysningen.



Figur 1 Längdprofil genom svackan vid Älvsjö.
Figure 1 Profile through depression along tunnel alignment.

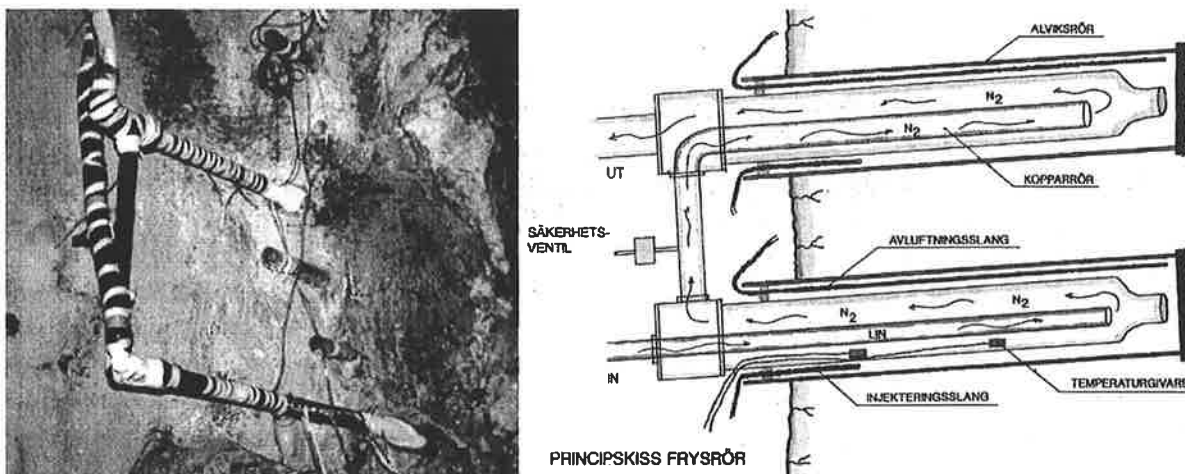
Den geotekniska undersökningen visar att jordmäktigheten är ca tolv meter med tio meter grundvattenstryck. Det översta jordlagret är en fyllning på ca 1m som vilar på ett lager av lera med 5 till 7 meters mäktighet, följt av 1 till 7 meter friktionsjord (grusig siltig sandig morän). Jordens permeabilitet har testats i form av fallning-head tester. Permeabiliteten varierar mellan 1×10^{-4} m/s och 5×10^{-5} m/s. En utförlig beskrivning av projektet återfinns i dokumentationen från Bergsprängningskommitténs diskussionsmöte BK 2000.

Då tunneln är belägen under ett bostadsområde skall buller och annan omgivningspåverkan som exempelvis vatteninläckage minskas till ett minimum. Användande av andra injekteringsmedel än cementbaserade har undvikits i det längsta. Inledningsvis planerades att tätning och stabilisering av svackan skulle utföras med jordinjektering varför horisontella ventilrör borrades genom hela svackan med ett c/c avstånd på 25cm, strax utanför den färdiga tunnelns periferi. Injektering gjordes genom dessa rör och genom vertikala borrhål från tunneln. Det visade sig dock att detta ej var möjligt utan andra förstärkningsåtgärder blev nödvändiga för att uppnå erforderlig täthet och stabilitet. Tunneln var så smal så att när arbete utfördes vid svackan blockerades hela tunneln och inget annat arbete är möjligt. Arbetet med svackan måste därför genomföras så snabbt som möjligt eller under helger.

För att kunna genomföra en säker tunneldrivning genom jordsvackan med minimal påverkan på miljön valdes istället tätning och förstärkning med kvävefrysning inifrån tunneln. En metod som är snabb, tyst och miljövänlig. En skärm parallellt tunneln

upplagd på fast berg skulle skapas. För detta ändamål användes de redan installerade, 15 - 17 m långa, Alviksrören 60/51mm som foderrör till frysrören.

I nära anslutning till svackan hade Skanska redan utfört ett vertikalt schakt vilket skulle ansluta befintligt ledningsnät till tunneln. Från en tank på markytan där det flytande kvävet mellanlagrades leddes det genom en vakuumisolerad slang till tunneln. Slangen kopplades samman med ett fördelningsrör. Från fördelningsröret går det separata ledningar som leder det flytande kvävet till frysrören. I snitt vart tredje Alviksrör (c/c 0,75m) användes till frysnings. För att kvävefrysning skulle kunna genomföras krävs att frysrören är absolut täta, därför fodrades Alviksrören med täta kopparrör. Frysrören är serie kopplade i par, se figur 2.



Figur 2 Foto och principskiss av ett kylrör med flytande kväve i Alviksrören.
Figure 2 Freeze pipe with liquid nitrogen, picture and principle sketch.

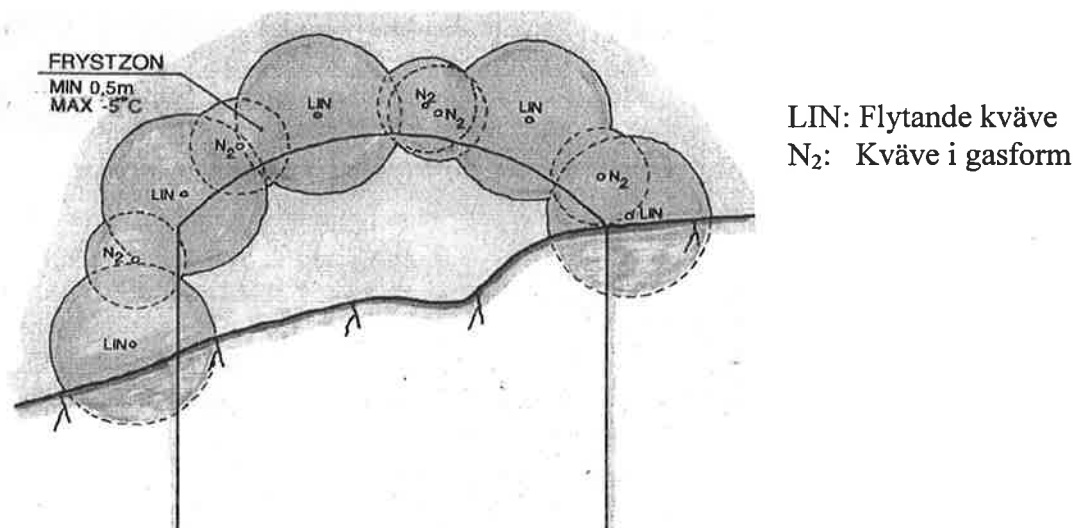
Jordfrysning utfördes genom att det flytande kvävet leddes in i botten av det första frysröret där det kokade. Den kalla gasen leddes ut ur röret och in i det andra röret. Kvävgasen leds sedan ut genom frysröret till markytan och släpptes vid en rörskorsten. Under nedfrysningen behöver kvävgastanken fyllas på med flytande kväve, därutöver utfördes inga aktiviteter från markytan, utan allt arbete skede under jord. Eftersom inga motorer behövs till anläggningen alstras därför heller inget buller.

Dimensioneringsprincip

Frysning med kväve är en snabb och effektiv metod men var dag som nedfrysningen pågår är kostsam. Den frysta sektionen bör därför hållas till ett minimum. För att uppnå detta dimensionerades frysning, drivning och förstärkning som en integrerad helhet. I praktiken betyder detta att salvans längd och sprutbetongens hållfasthet en viss sträcka från fronten ingår som dimensioneringsparametrar.

Dimensioneringen har betraktats som ett tredimensionellt problem där bärighet hos den frysta jorden kan påräknas både i tunnelns längdsled och tvärs tunneln. För beräkning av stabiliteten utgick dimensioneringen från kända samband om valvbildningsteori samt elementär balkteori. Tvärs tunneln bär isen i ett valv och längs tunneln bär isen tillsammans med frysrören som en armerad betongbalk. Den vertikala lasten som belastar isen består dels av ett vattentryck, ca 10 mvp eller 100 kPa och dels ett jordtryck. Effektivspänningen från jorden är svårare att uppskatta men man kan anta att den jordmassa som belastar isen är mindre än dubbla diametern på tunneln. Således antogs att effektiva jordtrycket på iskonstruktionen motsvarade lasten från åtta meter jord ($\sigma_{\text{eff}}=80$ kPa). Då konstruktionen bär på två håll beräknades hållfastheten i vardera riktningen med karakteristiska parametrar, och det säkerställdes att bärigheten i vardera riktning var tillräcklig var för sig. Då bärigheten i båda riktningarna samverkar erhålls en godtagbar säkerhetsmarginal mot brott.

Beräkningar av isens hållfasthet baserades på Handboken Bygg samt några överväganden om isens plastiska egenskaper. Ur Handboken Bygg kan det utläsas att friktionsjord har en hållfasthet av ca 3-5 MPa vid -5°C . Denna hållfasthet får antas motsvara en ismassas korttidshållfasthet. Då isen är ett starkt plastiskt material erhålls en betydande krypning och hållfasthetsreduktion med tiden. Efter ett dygns belastning kan hållfastheten vara så liten som 30% av initiell hållfasthet. Då det planerade uttaget integreras med förstärkning kommer isen att utsättas för last under maximalt ett halvt dygn innan betongen appliceras. Isens hållfasthet ansattes till 1,5 MPa.



Figur 3. Principskiss av frysskärmens utseende.

Figure 3. Principle cross section of the freezing area.

Baserat på dessa förutsättningar kunde konstateras att en zon av 0,5 meters tjocklek (efter sprängning) med en högsta temperatur av -5°C var tillräcklig för att erhålla stabilitet, se figur 3. Detta under förutsättning att en 15 cm tjock sprutbetong kunde appliceras direkt efter uttagen stross. Sprutbetongens dimensionerande hållfasthet var 5

MPa max 2 m från stuff och 20 MPa max 4m från stuff. Den frysta jordens aktiva spann kunde på detta vis hållas nere till 2 m. De delar av tunneln som drevs i berg förstärktes även med bult. Som permanent förstärkningen används en gjuten betonglining.

Övervakning

Vid denna typ av dimensionering är valt system för övervakning och uppföljning av stor betydelse. I detta fall kontrollerades totalstabiliteten av tunneln med konvergensmätare installerade i betongen. Isens och jordens temperatur kontrollerades regelbundet vid drivningen genom svackan. Sprutbetongens hållfasthet verifierades med hjälp från temperaturgivare och "Betongdatorn 4" (beräkning av hållfastheten med hjälp av känd hållfasthetstillväxt och uppmätta betongtemperaturer). Under drivningsskedet kontrollerades resultaten från mätningarna dagligen vid gemensamma morgonmöten mellan beställaren, entreprenören och oberoende expert. Detta sätt att kvalitetssäkra arbetet i en känslig fas var effektivt. Vid de gemensamma träffarna diskuterades gjorda erfarenheter och beslut om vidare framdrift fattades i gott samförstånd mellan beställare och entreprenör.

Slutsats

Syftet med att frysa jorden vid projektet i Älvsjö var att undvika ras, stora deformationer och vattenflöde från och i närheten av stuffen i samband med drivningen. Frysning med kväve är en snabb och effektiv metod. För att minimera kostnaderna dimensionerades frysning, drivning och förstärkning som en integrerad helhet. En av nyckelparametrarna vid dimensioneringen var sprutbetongens hållfasthet. Applicering av sprutbetong på en kall yta (ca - 20 °C) krävde noggrann testning och provning av recept.

Tryckhållfastheten på urborrade sprutbetongcylindrar efter 4 dygn visar på en hållfasthet på 33-35 MPa. Provning av sprutbetongens vattentäthet visar på en tät betong. Innan den permanenta konstruktionen göts och när iskonstruktionen tinat uppkom endast enstaka vattendropp genom sprutbetongen. Erfarenheterna visar att man kan spruta en sprutbetongkonstruktion på en fryst yta som uppfyller kraven för en permanent konstruktion med avseende på hållfasthet och täthet.

Södra Länken, SL04 Nobelberget

Förutsättningar

Södra Länken entreprenad 04, SL04, som sträcker sig mellan Värmdöleden, SL25, och Hammarby fabriksväg, SL24, är en bergentreprenad och består bland annat av två

ramptunnlar 415 och 416. Vägverket Produktion är huvudentreprenör och Skanska Teknik AB utför frysningen av ett parti som saknar bergtäckning som underentreprenör. Mellan Quality hotel och Nobelberget passerar ramperna en svacka i berget. Ramp 416 förlorar helt bergtäckning på en sträcka av ca 20 m och området med liten bergtäckning är totalt ca 30 m. Jordmassor i svackan är förorenade från tidigare industriproduktion, bland annat har kvicksilver påträffats vid miljöundersökningarna. Eftersom svackan vid Ramp 416 ligger i ett industriområde utreddes möjligheterna att ta ut tunneln med konventionella metoder, t ex öppen schakt. På grund av nämnda miljöföroreningar bestämdes att jordmassorna skulle störas så lite som möjligt och därmed återstod egentligen bara frysning som stabiliseringsmetod.

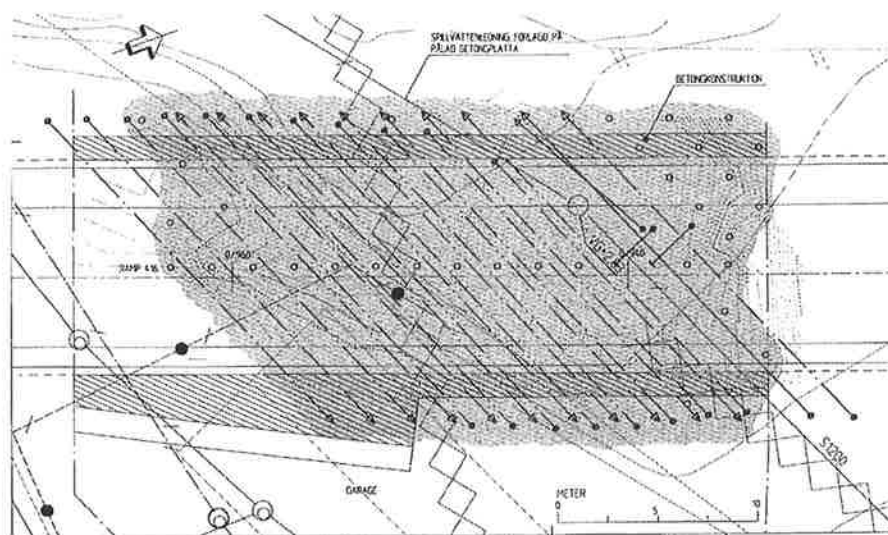
Som redan nämnts finns två principiellt skilda frysmetoder, kväve- samt brinefrysning. Frysområdet vid Ramp 416 ligger inom Vägverket Produktions etablering och angränsar till Akzo Nobels industriområde. Metoderna kan appliceras från markytan eller från tunneln. I detta fall skulle borrhning och frysning från tunneln medfört avsevärda förseningar för projektet. Borrhning för frysning kan utföras från markytan vilket avsevärt förenklar borrarbetet. Dessutom kan nedfrysning påbörjas oberoende av tunneldrivning.

I förundersökningarna konstaterades en låg hydraulisk konduktivitet i friktionsjorden på berget, dock var grundvattenflödet av sådan omfattning att byggherren genomfört ytterligare en propumpning. Denna visar på avsevärt mindre grundvattenflöden genom området. Tillräckligt låga för att inte utgöra något hot mot brinefrysning. Ekonomiskt var brinefrysning billigare jämfört med kvävefrysning. För Ramp 416 valdes efter beaktande av ovanstående faktorer brinefrysning.

Frysområdet

Området som skall frysas är ca 30 gånger 15 m i plan, se figur 4, och är definierat av minsta bergtäckning ca 3 m över tunneltak. Där bergtäckning överstiger 3 m bedöms tunneln kunna tas ut och förstärkas på konventionellt vis.

Jordlagrens mäktighet är som mest ca 13,2 m och som minst 12,5 m längs tunnelcentrum.



Figur 4 Plan över frysområdet samt borrplan.

Figure 4 Plan over the ground freezing pipes and freezing area.

Över bergytan ligger en morän med två urskiljbara horisonter, en lägre siltig sandig morän och en övre grusig sandig morän. Tjockleken på skikten varierar troligen i området mellan 3 och 5 m. Moränen överlagras av en lera med en största mäktighet på ca 9 m. Över leran ligger fyllningsmassor med mycket varierande innehåll. Mäktigheten på fyllningsmassorna är mellan 2 till 6 m.

Grundvatten

Grundvattennivåerna vid frysområdet ligger ca 2 till 4 m under markytan.

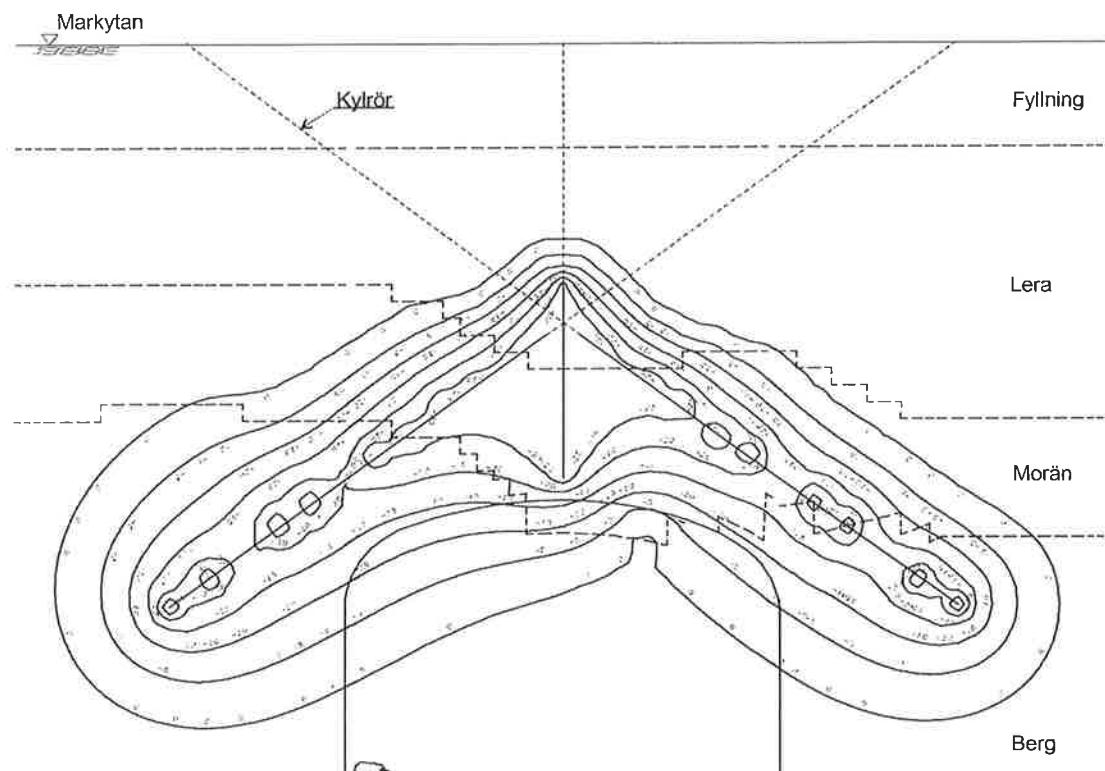
Enligt utförda undersökningar ligger den hydrauliska konduktiviteten mellan $2 \cdot 10^{-4}$ - $2 \cdot 10^{-5}$ m/s för moränlagret. För att undvika uppdamning samt för att ha en möjlighet att minska grundvattenflödet genom det område som skall frysas installerades pump- och infiltrationsbrunnar omedelbart uppströms respektive nedströms frysområdet.

Dimensionering

Erforderlig tjocklek och hållfasthet hos den frysta zonen har uppskattas med hjälp av analytiska överslagsmetoder. Hållfastheten hos den frysta jorden vid olika temperaturer har uppskattats med ledning av tidigare provningar på liknande material. De antagna egenskaperna har senare kontrollerats mot försök utförda på prover från platsen tagna i samband med rörborringen.

För att uppskatta erforderlig nedkylningstid, avstånd mellan kylrör och erforderlig kyleffekt utfördes en numerisk simulering av nedkylningsförloppet. I figur 5 visas beräknade isotermer efter 90 dygns nedkylning. Den övre delen av kylrören genom

leran har antagits vara isolerade. Med ledning av simuleringarna uppskattades erforderlig tid för att nå en ca 2 meter tjock zon med temperaturen $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ till 90 dygn och erforderlig kyleffekt till 150 kW.



Figur 5 Beräkande isotermer efter 90 dygns nedkylning
Figure 5 Calculated isotherms after 90 days of ground freezing.

Vid drivning av tunneln skall det frysta valvet bära all last under en tid av ca 7 dygn. Tunneln kommer efter uttag att förses med en driftförstärkning som successivt övertar lasten. För att förhindra vatteninläckning kommer dock jorden att underhållsfrysning till dess att den permanenta betonginklädnaden är gjuten. Vid $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ uppskattades den dimensionerande hållfastheten till ca 1 MPa. Detta ger en erforderlig tjocklek hos valvet på ca 1,8 m. De kompletterande provningarna visar att den frusna jorden vid $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$ inte kryper förrän belastningen överstiger 3 MPa.

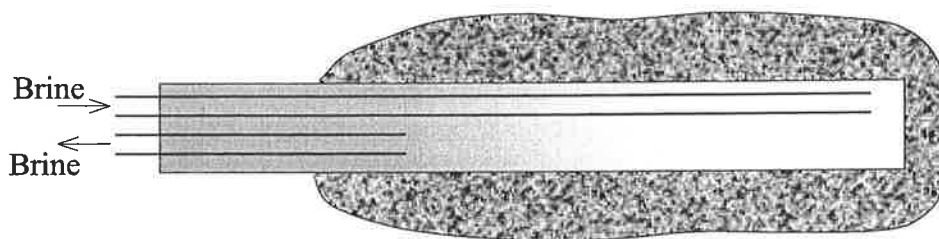
Placering av kylrör

Till skillnad från Kv Siken där kylrören borrades från tunneln parallellt med denna har kylrören för Ramp 416 borrats från markytan. Ett system av lutande och vertikala kylrör bildar valvet över tunneln. Med hänsyn till befintlig byggnad och en avloppsledning, ϕ 1200, som passerar området borrar rören med ca 45° vinkel mot tunnelaxeln. Lutningen

på rören blir då ca 35 ° för att täcka in tunneln. Avståndet mellan de lutande hålen bestämdes till 1,5 m och mellan de vertikala till 2,1 m vid kyldimensioneringen. Kraven på borrhoggrannhet var naturligtvis höga med $\pm 0,5$ m i höjddled samt att vinkelrätt avstånd mellan lutande rör ej skulle vara större än 2.0 m. Efter avslutad borrhog har endast två kompletterande rör borrats på grund av avvikelse från planerat läge. De lutande foderrören borrades med ϕ 114 mm och de vertikala med ϕ 140 mm. Borrhogningen utfördes med sänkhämmare och ringborrkrona.

Utformning av kylrör

Kylrören som installerades i foderrören är utformade efter klassisk kylrörsteknik, se figur 6. I ett grövre yttre rör finns ett tillflödesrör och ett returflödesrör. Det grövre yttre röret består av stål och de inre till- och returflödesrören består av PE-rör. Returflödesröret sitter en bit ned i kylröret för att den övre delen av kylröret skall vara något isolerad.



Figur 6 Principskiss av ett kylrör.
Figure 6 Freeze pipe, principle sketch.

Kontroller och övervakning

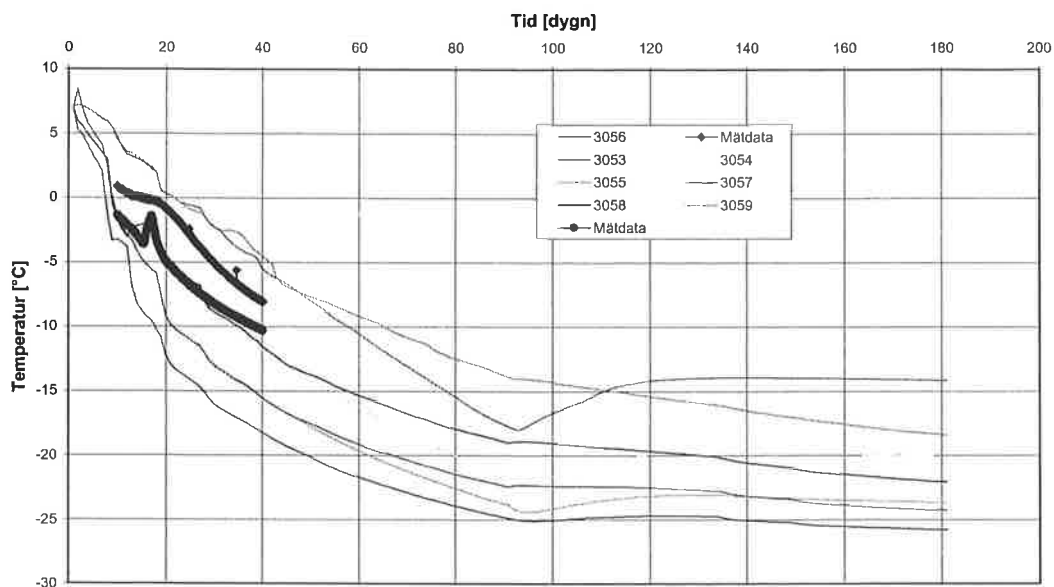
Till dimensioneringen är knutet ett antal kontrollplaner för övervakning av kritiska parametrar. Parametrar som övervakas anges nedan:

- Borrhogsnoggrannhet
- Grundvattennivåer.
- Temperaturer på brine till- och returflöden.
- Frysta zonen tillväxt.
- Kylmaskinens funktion.
- Tjälhävning

Kontroll av borrhoggrannhet, övervakning av fryszonens tillväxt och grundvattennivåer är sådana parametrar som kräver noggrann övervakning.

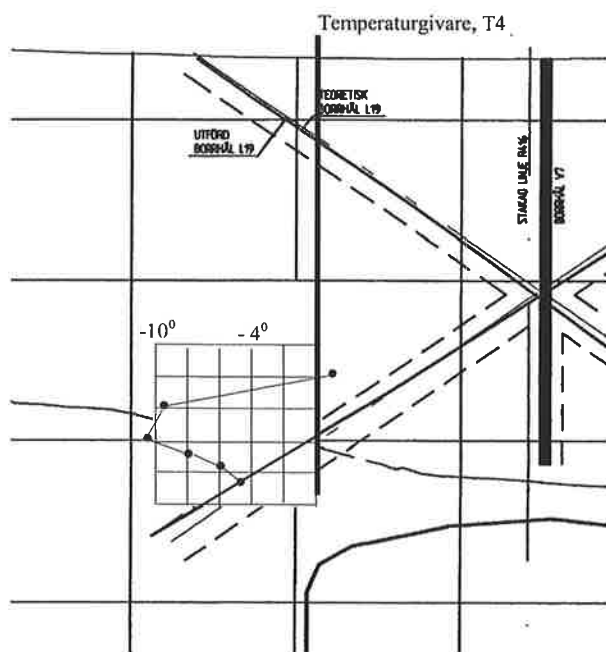
Den frysta zonen tillväxt övervakas genom att temperaturgivare installerats på olika nivå under markytan i sex punkter. Givarna avläses kontinuerligt via ett loggersystem. I figur 7 jämförs uppmätt temperaturutveckling som funktion av tiden i två punkter mot

den beräknade temperaturutvecklingen inom den frysta zonen. Temperaturutvecklingen följer det beräknade förloppet relativt bra. Temperaturfördelningen i ett vertikalsnitt genom den frysta zonen efter ca 40 dygns nedkylning redovisas i figur 8.



Figur 7 Jämförelse mellan beräknad temperaturutveckling (3054 et c, tunna linjer) och uppmätt jord temperatur (mätdata).

Figure 7 Comparison between calculated temperature development (3054 et c, thin lines) and measured ground temperature (thick lines)



Figur 8 Uppmätt temperaturfördelning i ett vertikalsnitt.

Figure 8 Measured temperatures in a vertical section.

Slutsatser

Uppmätta temperaturer följer i stort beräknad temperaturutveckling. Nedkylningsförloppet kan därför sägas gå planenligt. Långtidshållfastheten har i kyldimensioneringen antagits till 1 MPa. Krypprovning visar dock att kryphållfastheten ligger över 3 MPa.

Vid förundersökningar av frysområden bör provtagning av jordmaterial utföras och provtryckas (frost). Kyldimensionering kan då utföras mot verkliga parametrar vilket ökar säkerheten i beräkningar och ger möjlighet att optimera kylförloppet.

Summary

In the Stockholm area, during the last year, ground freezing has been used at two tunnel projects where parts of the tunnel goes through soil. At Kv Siken, Älvsjö, tunnelling (ground freezing) has been completed according to plan without any unforeseen incidents. For the other project, Southern Link SL04 Ramp 416, the ground freezing has started and follows relatively well the calculated temperature development.

Ground freezing has for the Kv Siken and SL04 projects been used to stabilise and watertighten the soilmass. Ground freezing is an environmentally safe method without dangerous waste by-products which has been one of the key parameters when choosing excavation method. In the article the differences between freezing with liquefied nitrogen and brine is shown. In principle ground freezing with nitrogen is fast and quiet but costly. Ground freezing with brine on the other hand is slower and suits projects with the opportunity to give the freezing process the time it needs.

The high freezing cost has for Kv Siken led to an integration and optimisation of the ground freezing process together with the excavation/support cycle. This minimised the time the soil needed to be frozen.

With good planning a less costly freezing with brine can be executed for larger projects. In the end of the article an example of the thermal calculations and measured temperatures are shown

KOPPLAD THERMO-HYDRO-MEKANISK MODELLERING FÖR SLUTFÖRVARING AV KÄRNAVFALL – DECOVALEX

Coupled thermo-hydro-mechanical modelling for disposal of radioactive waste -
DECOVALEX

*Ove Stephansson & Lanru Jing, Teknisk geologi, Inst för anläggning och miljö, KTH
Fritz Kautsky, Statens Kärnkraftinspektion, Stockholm*

BAKGRUND

DECOVALEX, som är en akronym för "DEvelopment of COupled models and their VALidation against EXperiments in nuclear waste isolation", är ett internationellt forskningsprojekt med målsättningen att utveckla matematiska modeller för kopplade termo-hydro-mekaniska (T-H-M) processer i geosfären och deras tillämpning och validering på problem för slutförvaringen av radioaktivt avfall och utbränt kärnbränsle. Projektet startade med en första etapp 1991 och 1995 inleddes den andra etappen och avslutades 1999.

I den första etappen av DECOVALEX I studerades 3 stycken 'benchmarktester' och 6 laboratorie- och fälttester av olika storlek och karaktär (Jing et al., 1995 och Stephansson et al., 1996). Resultaten uppfyllde ställda mål och man beslutade i projektet att studera mer verklighetstroga problem hämtade från pågående projekt och fälttester inom kärnavfallsområdet. Valet föll då på det vid den aktuella tidpunkten planerade schaktsänkningen för försöksanläggningen RCF (Rock Characterisation Facility) vid Sellafield i England samt den stora T-H-M-testen av ett KBS 3 förvar i Kamaishigruvan i Japan. Resultaten från den japanska värmetesten och modelleringen av förloppet kommer att närmare beskrivas i detta bidrag.

DECOVALEX II PROJEKTET

DECOVALEX-projektets andra etapp har finansierats av 11 organisationer (Funding Organisations) inom kärnavfallshanteringen från totalt 7 länder (Canada, England, Finland, Frankrike, Japan, Spanien och Sverige). Från Sverige har SKB och SKI deltagit. Projektet har letts av en styrgrupp med representanter från var och en av bidragsgivarna. SKI har varit huvudman för projektet och sekretariatet har skötts av avdelningen för teknisk geologi vid KTH. Arbetet i DECOVALEX II har drivits i fyra delprojekt:

1. Numerisk simulering av schaktsänkning för Nirex's RCF vid Sellafield, Storbritannien, särskilt simulering av kopplade hydro-mekaniska processer vid pump-testen av borrhålet RCF 3 samt responsen hos bergmassan till följd av schaktsänkningen inklusive bestämning av störningszonens (EDZ) utbredning kring schaktet.
2. Numerisk simulering av PNC's T-H-M experiment i Kamaishigruvan i Japan. En integrerad studie av ett berg-sprickor-buffert-värmesystem under in-situ förhållanden och under lång tid.
3. Översikt om kunskapsläget vad gäller konstitutiva samband för bergsprickor.
4. Kunskapsläget vad gäller kopplade T-H-M processer för utformning och säkerhet hos slutförvar för kärnavfall och utbränt kärnbränsle.

Målsättningen med projektet, detaljerad beskrivning av delprojekten och fysiska processer som behandlats samt genomförande och resultat av modelleringsarbetet av de 12 forskargrupperna redovisas i en sammanfattande rapport av Jing et al., 1999.

Det första delprojektet om numeriska simuleringen av schaktsänkningen för RCF i Sellafield omfattade två delar. Den första bestod i att göra en prediktering (Task 1A) och kalibrering (Task 1B) av den stora pumptesten i borrhålet RCF3 som genomfördes i anslutning till förundersökningarna för RCF i Sellafield. Forskargrupperna delgavs geologisk och hydrogeologisk information från platsundersökningen och fick till uppgift att prediktera tryckresponsen och flödet i givna sektioner i 7 stycken omkringliggande borrhål på olika avstånd från RCF3 och redovisa resultaten efter ett schema som omfattade 13 analyspunkter. 7 forskargrupper, som var och en använde olika modelleringsmetoder och programkoder, genomförde analysen. Den franska gruppen från Centre d'Informatique Géologique vid Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris lyckades bäst med simuleringen med en nyutvecklad kod som behandlar den spruckna bergmassan med hjälp av ett diskret spricknät (FRACAS) och den hydromekaniska kopplingen med hjälp av en tredimensionell FEM-kod (VIPLEF), Jing et al. (1998).

Den andra deluppgiften rörande RCF i Sellafield behandlade bergmassans respons på sänkningen av ett schakt till ca 470 m djup vid läget för RCF3. Forskargrupperna hade att bestämma hydrauliken (vatteninflöde och tryck), mekaniska responsen (deformationer och spänningar) samt inverkan av schaktsänkningen (sprängskadezonen = EDZ) för ett bestämt djup hos den vulkaniska bergartssekvensen. De flesta grupper separerade de mekaniska och hydrauliska modelleringarna och det var endast forskargruppen från JNC i Japan som genomförde en fullständigt kopplad analys av problemet. Resultaten vad gäller den mekaniska responsen var över lag mycket samstämmiga medan beräknad inläckning visade stora variationer (Jing et al., 1999). Under projektarbetet kom beskedet att RCF icke skulle anläggas vid Sellafield varför en validering av resultaten från modelleringen av bergmassans respons på schaktsänkningen icke varit möjlig att genomföra.

Det tredje delprojektet inom ramen för DECOVALEX II bestod av en serie föredrag om bergsprickor och särskilt konstitutiva samband för mekaniska och hydrauliska egenskaper hos enskilda sprickor och sprickgrupper. Föredragen presenterades av ledande forskare inom ämnesområdena i samband med arbetsmötena i olika länder.

Det fjärde delprojektet behandlade det nuvarande kunskapsläget vad gäller kopplade THM-processer och deras betydelse för säkerhetsanalysen och säkerheten hos ett slutförvar av kärnavfall och utbränt kärnbränsle. Resultaten av delprojektet redovisas i tre tekniska rapporter av Stephansson et al. (1999), Hudson & Stephansson (1999 och Andersson, 1999).

DELPROJEKT 2 - KAMAISHI IN-SITU T-H-M EXPERIMENTEN

Delprojekt 2 i DECOVALEX II-projektet är en numerisk modellering av in-situ T-H-M experimentet av ett system av berg-sprickor-buffert-värme enligt KBS 3 modellen i Kamaishigruvan i nordöstra Japan, se Fig.1. På 550 m nivån i den nedlagda järnmalmsgruvan sprängdes ut en alkov från en av huvudorterna med den geometri som visas i figuren.

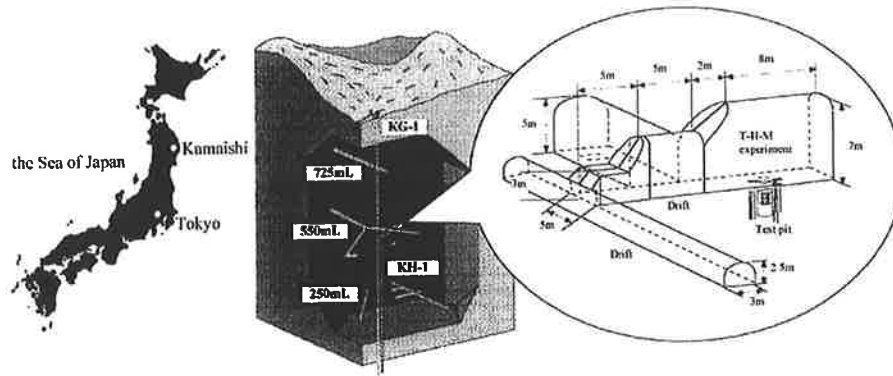


Fig.1. T-H-M experimenten i Kamaishigruvan i Japan. Figuren visar gruvans läge, testområdets lokalisering i gruvan samt utformningen av försöksalkoven med värmaren. *Layout of the T-H-M experiment area in Kamaishi mine, Japan.*

Efter utsprängningen av försöksalkoven skedde en detaljkartering av sula, väggar och tak och ett antal borrhål för instrumentering borrades. I borrhålen installerades piezometrar med temperaturgivare, töjningsmätare tillsammans med temperaturgivare samt ett specialinstrument för bestämning av förskjutningar längs befintlig bergspricka nära hålet för värmaren. I sulan på försöksalkoven borrades ett cirkulärt hål med diametern 1.7 m till ett djup av 5 m. Borrhålets och instrumentborrhålens placering, och sprickgeometrin i sulan på försöksalkoven visas i Fig. 2.

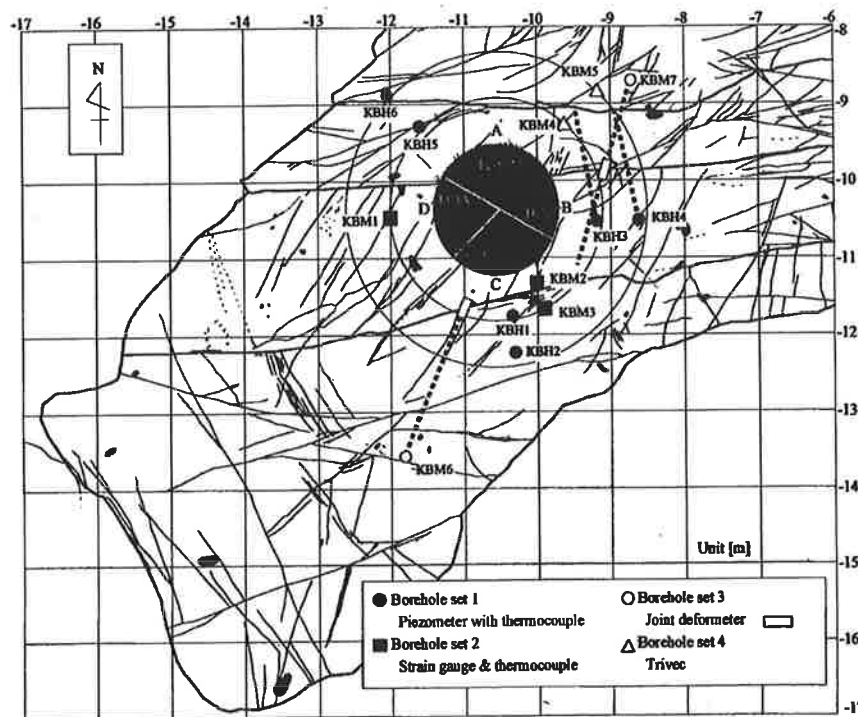


Fig. 2. Plan över sulan i testalkoven med placering av hålet för värmaren och borrhålen för instrumenteringen samt sprickgeometrin. *Location of test pit, borehole for sensors and heater in the rock. After Nguyen et al 2000*

I samband med att hålet för värmaren och bentoniten borrades registrerades förskjutningar i bergmassan och ändringar i borrhålets geometri. Efter det att borrhålet färdigställdes registrerades grundvattenflödet in till hålet. Eftersom flödet var relativt litet och begränsat till ett fåtal sprickor i borrhålsväggen användes en speciell metod med 'blöjor' som fästes på bergytan. Vidare så anlades en ca 40 cm djup vattenbassäng på bergytan runt hålet för att säkerställa ett tillräckligt inflöde av vatten. Efter en bestämd tid lossades 'blöjorna' och vägdes för att på så sätt bestämma flödet in till hålet. Figur 3 visar det uppmätta flödet per tidsenhet in till värmarhålet. Det totala inflödet till hålet var ca 300 l/dygn.

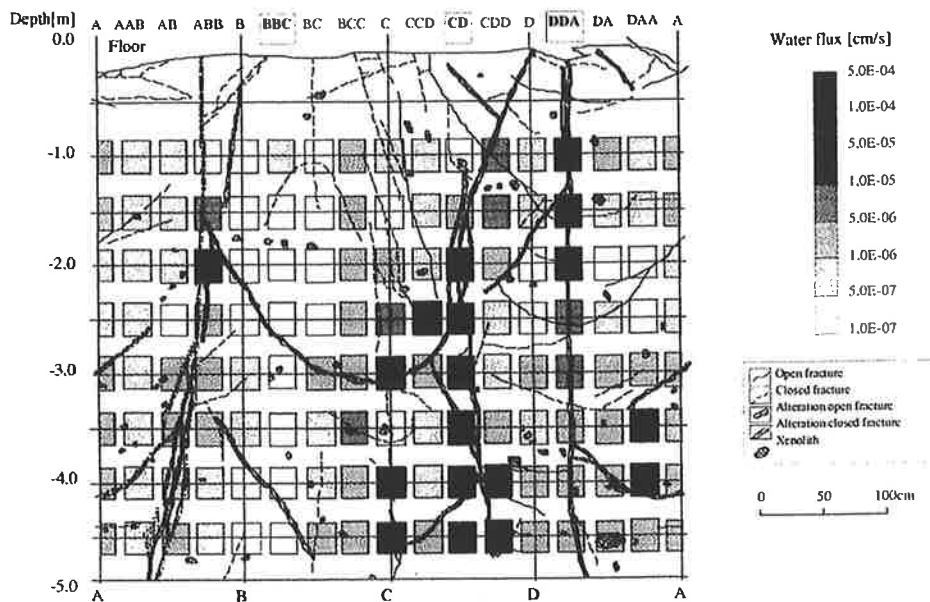


Fig. 3. Flödet per tidsenhet in till värmarhålet som registrerades med hjälp av blöjor som fästes på borrhålsväggen.

Water flux distribution on the wall of the test pit. After Nguyen et al., 2000.

Deluppgift 2A&B

Den första deluppgiften (Task 2A) för forskargrupperna bestod i att prediktera den hydro-mekaniska responsen hos bergmassan i samband med att borrhålet för värmaren borrades. Därefter genomfördes en andra deluppgift (Task 2B) där de numeriska modellerna kalibrerades mot uppmätta resultat av portryck, flöde och deformationer. Lösningen av dessa deluppgifter var avgörande för kunskapen om de fysikaliska processerna och hydromekansiska egenskaperna som karakteriserade bergmassan i försöket.

Deluppgifterna löstes av följande fyra forskargrupper och deras viktigaste program:

1. AECEB, Atomic Energy Control Board, Canada; program, COSMOS
2. CLAY, Clay Technology AB för SKB, Sverige; program, ABAQUS
3. LBNL, Lawrence Berkeley Laboratory för SKI, Sverige; program ROCMAS
4. KIPH, Kyoto & Iwate Universities & Tokai Works för JNC, Japan; progr. THAMES

Samtliga forskargrupper använde tredimensionella program baserade på finit elementmetod och med möjlighet att simulera diskreta sprickor i modellerna. För att

lösa delar av uppgifterna i Task 2A&B använde grupperna flera olika modeller och även en del ytterligare program än de som anges ovan. Figur 4 visar den uppmätta vertikala förskjutningen i borrhål KBM 4 & 5 med hjälp av installerade töjningsmätare samt de av forskargrupperna beräknade deformationerna. Deformationerna av borrhålsväggen mättes i samband med borrningen. Resultaten av mätningarna var inte entydiga och kunde därför inte användas för kalibrering av den mekaniska responsen hos bergmassan.

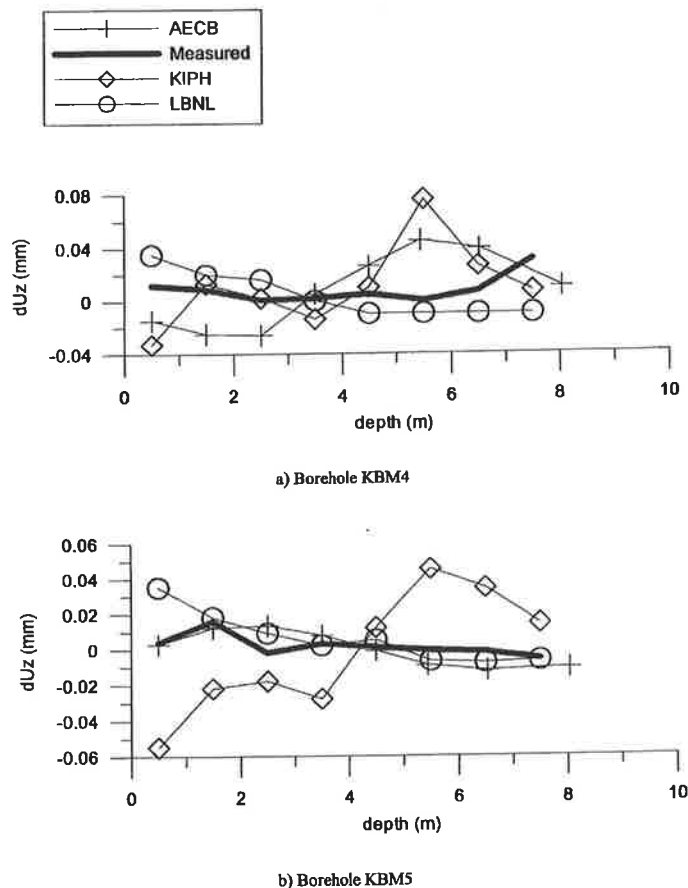


Fig.4. Relativ vertikal förskjutning i borrhål KBM 4 och KBM 5 efter borrning.
Relative vertical displacement in borehole KBM 4 and KBM 5 after drilling the heater hole. After Nguyen et al. 2000.

För simuleringen av flödet in till värmarhålet antog forskargrupperna att bergmassan uppför sig som ett poro-elastiskt medium som innehåller respektive en (KIPH), två (CLAY), tre (LBNL) och slutligen fem (AECB) diskreta sprickor som tvärsar över värmarhålet. Det uppmätta, predikterade och kalibrerade flödena in till värmarhålet för fallet med och utan hänsyn taget till den anlagda polen på sulan kring värmarhålet redovisas i Fig. 5. Utan anlagd bassäng registrerades ett flöde på ca 2 l/dygn. Efter det att bassängen anlades och gavs ett vattendjup på 40 cm registrerades ett flöde på närmare 300 l/min. Överensstämmelsen mellan mätta och beräknade flöden efter kalibrering får sägas vara acceptabel. Kalibreringstekniken som användes var en manuell 'trial and-error' process där flödet in till värmarhålet användes som objektiv variabel. Forskargrupperna CLAY och KIPH uppnådde också en relativt god överensstämmelse mellan uppmätta och beräknade portryck i borrhål KBH1, KBH5 och KBH6.

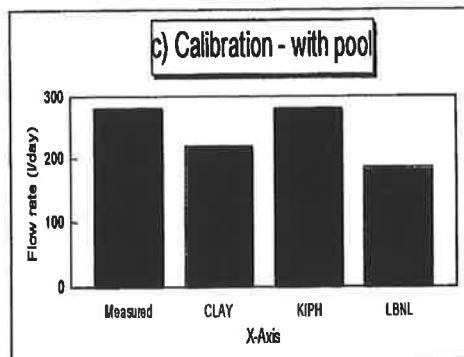
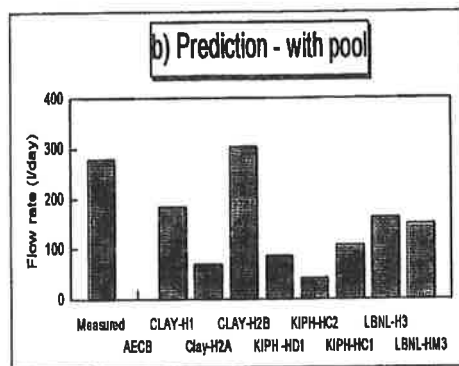
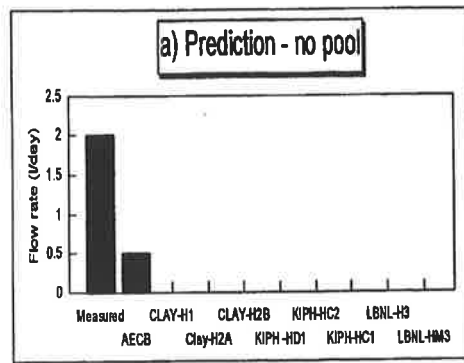


Fig. 5. Uppmätta och simulerade flöden in till värmarhålet med och utan bassäng.
Inflow rate to the test pit with and without pool. After Nguyen et al., 2000.

Resultaten av Deluppgift 2A&B av experimentet visar att det saknades en korrekt representation av de diskreta mekaniska och hydrauliska egenskaperna hos den granitiska bergmassan. Vidare rådde oklarheter beträffande de hydrauliska och mekaniska randvillkoren. Dessutom saknades information om vilka sprickor som hade hydrauliskt samband. Slutligen saknades en matematisk teknik för kalibrering av modellerna.

Deluppgift 2C-1; laborieförsök och simulering

Den tredje deluppgiften (Task 2C) bestod av två separata delar. Den första delen, betecknad Task 2C-1, omfattade laborieförsök och modellering av laborieförsöken av den kompakterade bentoniten. Testerna omfattade vattenupptagning (suction), vatteninfiltration (water infiltration), termiska gradienten (thermal gradient) (KID-BEN) test) samt svälltryckstester (swelling pressure test). Uppställningarna av de olika testerna visas i Fig. 6.

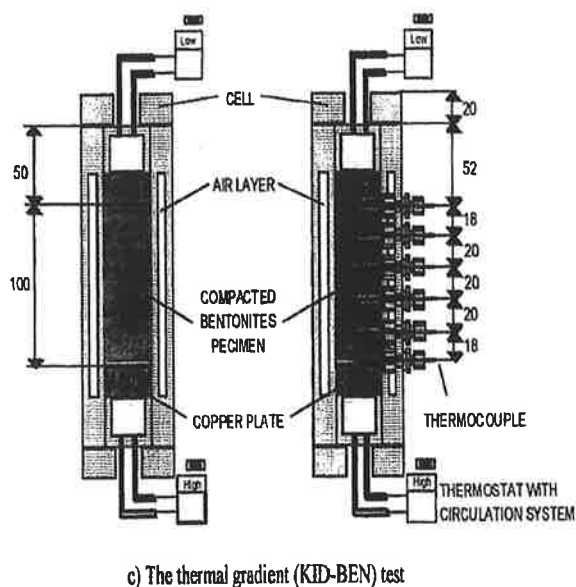
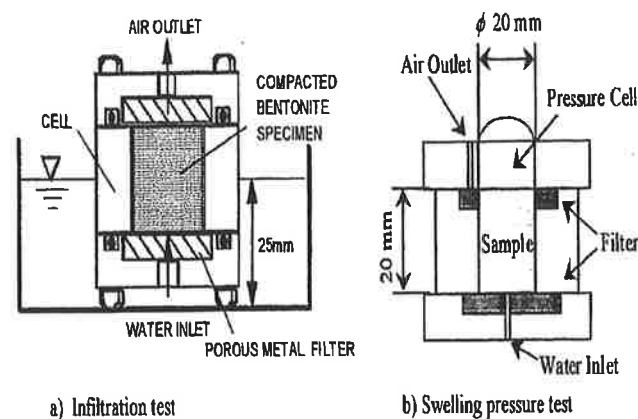


Fig. 6. Laborietester för modellering och bestämning av bentonitens egenskaper. *Laboratory tests for numerical determination of bentonite properties. After Jing et al., 1999.*

En betydande kodutveckling har skett av grupperna för att kunna behandla de mycket komplicerade konstitutiva samband som gäller för bentoniten, bl a tvåfasströmning av flödet, avdunstning och kondensation, värmeledning och värmeströmning, svälltryck, partiell vattenupptagning och effektivspänningar. I Fig. 7 visas resultaten av modelleringen för några av de viktigaste parametrarna för bentoniten. Resultaten visar på en god överensstämmelse mellan laborieförsöken och simuleringarna.

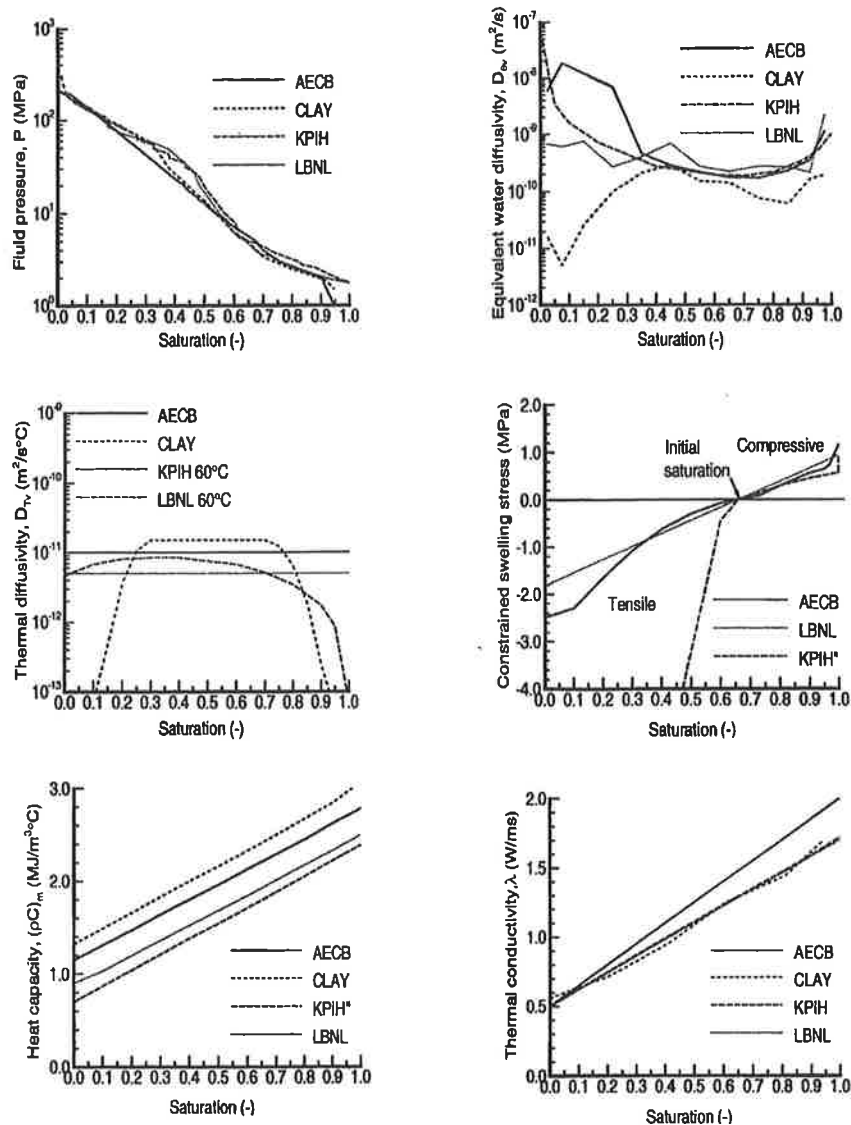


Fig. 7. Simulering av bentonitens fysikaliska egenskaper som funktion av graden av vattenmättnad för de olika forskargrupperna.

Simulation of the most important bentonite parameters. After Rutqvist et al., 2000.

Deluppgift 2C-2; värmetest med T-H-M koppling

Den andra delen av uppgiften i Task 2C bestod i att simulera den fullständiga T-H-M kopplingen av kopplade systemet berg-bentonit-värme och interaktionen mellan dessa. Försöksupställningen i fält redovisas i Fig. 8. I hålet placerades en värmare med effekten 1.3 kW och omgavs med kompakterad bentonit med densiteten 1.6 ton/kubikmeter och 16 % vattenhalt. I buffermaterialet installerades totalt 143 givare för bestämning av vattentryck, fukthalt, svälltryck, töjningar, temperatur och värmeflöde. Testen startades den 17 december 1996 och uppvärmningen till den maximala temperaturen 100 grader varade i 260 dagar. Därefter inleddes en avsvlningsperiod som varade i 180 dagar. Värmetesten fungerade på det hela taget mycket bra med endast ett fåtal avbrott av strömtillförseln till värmaren.

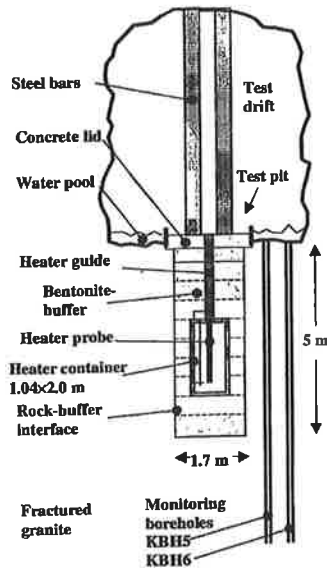


Fig. 8. Försöksuppställningen av T-H-M experimentet i Kamaishigruvan, Japan.
Set up of the Kamaishi mine heater test. After Rutqvist et al., 2000.

Forskargrupperna kom att använda olika modellgeometrier och randvillkor samt olika antal finita element i sina beräkningsmodeller. Gruppen från LBNL upprättade den största modellen med största antalet finita element (11000). Grupperna från AECB och KPIH använde axisymmetriska modeller.

Resultaten av modelleringen visar att temperaturutbredningen i såväl bentoniten som i bergmassan kan simuleras med mycket god tillförlitlighet. Detta illustreras i Fig. 9 som visar temperaturen i bentonitbufferten nära värmarens mitt där temperaturen nådde ca 70 grader och i en mätpunkt i nedre delen av borrhål KBH6.

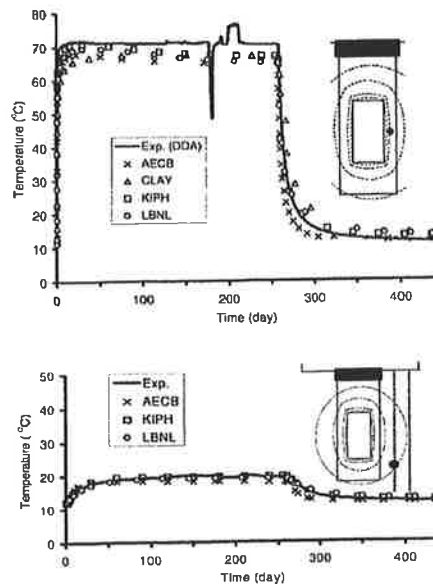


Fig. 9. Temperaturen versus tiden för en mätpunkt i bentoniten respektive i bergmassan.
Comparison of temperature evolution at a monitoring point in the buffer and in the rock mass, respectively. After Rutqvist et al., 2000.

En av förutsättningarna för en tillfredsställande funktion hos ingenjörbarriärerna i ett slutförvar är att den kompakterade bentoniten tillförs grundvatten som leder till en svällning av bentoniten och tätar mot möjliga nuklidläckage från en kapsel. I Fig. 10 visas vattenupptagningen i bentoniten för tre olika punkter runt värmaren. På ett avstånd av ca 1.5 m från värmaren ökar vattenhalten kontinuerlig (översta figuren), mellan värmarens centrum och 1 cm från borrhållsväggen sker en snabb vattenupptagning för att senare förbli konstant (mellersta figuren) och slutligen i kontakten med värmaren sker en urtorkning och en senare återhämtning under avsvalningsförloppet (understa figuren). Forskargrupperna har på det hela taget framgångsrikt simulerat de komplicerade förloppen som framgår av Fig.10. Möjliga orsaker till avvikelser från mätningarna redovisas av Rutqvist et al. (2000). Svälltrycket i bentoniten uppmättes till ca 0.5 Mpa och simulerades väl av LBNL och KPIH.

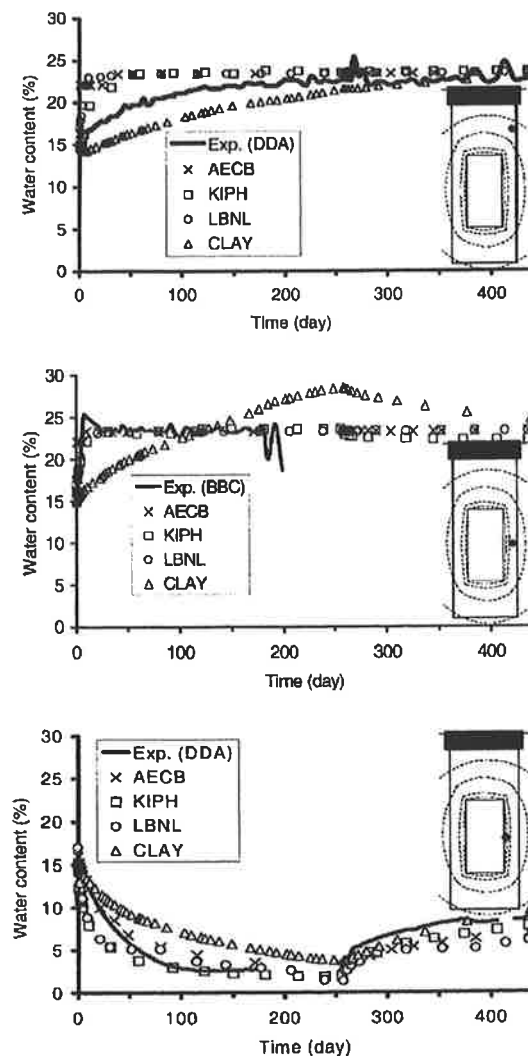


Fig. 10. Bentonitens vattenhalt som funktion av tiden för olika mätpunkter runt värmaren samt forskargruppernas simulering av förloppet. 260 dagar var värmning. *Comparison of water content evolution with time at three monitoring point in the bentonite-buffer. The heating lasted 260 days. After Rutqvist et al., 2000.*

Grundvattentrycket i försöksområdet var lågt och varierade till följd av vattenupptagningen till bentonitbufferten, värmeexpansionen och avsvälningen av instängt vatten i bergmassan samt förskjutningar av sprickorna. Den största fluktuationen var av storleksordningen 0.1 MPa. Dessa belopp är små jämfört med rådande bergspänningar och är därför svåra att fånga upp i modelleringsarbetet. Den mekaniska responsen i bergmassan registrerades med extensometrar i två borrhål nära värmaren. Det tillförda värmelasten orsakade en expansion av bergmassan och en hävning av sulan i alkoven. Den uppmätta och simulerade mekaniska responsen för borrhålet KBM5 redovisas i Fig. 11.

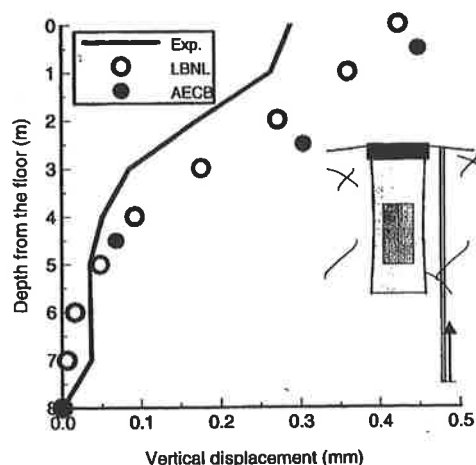


Fig.11. Jämförelse mellan uppmätt och simulerad vertikal förskjutning i bergmassan från extensometermätning i borrhål KBM5 vid avslutad uppvärmning efter 8.5 månader. *Comparison of vertical expansion along KBM5 at the end of the heating period, 8.5 months. After Rutqvist et al., 2000.*

Slutsatser från Task 2C

Vad har vi då lärt oss av fältförsöket i Kamaishigruvan? Dessa kan sammanfattas i följande punkter:

- våra möjligheter att modellera kopplade hydro-mekaniska processer i berg med komplex sprickgeometri är fortfarande begränsad till följd av brist på information om sprickgeometri och sprickornas egenskaper
- kunskaperna om avvattning och återställande av grundvattensituationen kring ett bergutrymme samt inverkan av EDZ på dessa processer är begränsade
- trots stora framsteg vad gäller kunskaperna om bentonitens fysikaliska egenskaper finns kunskapsluckor vad gäller effektivspänningarna, gasflöde och retentionsprocesser
- interaktionen mellan bufferten och bergmassan kräver fortsatta studier och modellutvecklingar
- en begränsad effekt från berget på buffertens hydraulik observerades vilket kan ha sin orsak i att försöket var för kortvarigt, att hydrauliska konduktiviteten i berget är mycket större än i bufferten eller att bentoniten tätat sprickorna närmast hålet
- en mycket begränsad påverkan på bentoniten från berget vilket kan ha sin orsak i de relativt låga bergspänningarna och de punktvisa mätningarna av den mekaniska responsen samt det faktum att effektivspänningsmodellen enligt Bishop kan behöva modifieras

DECOVALEX III

En tredje projektetapp – DECOVALEX III – startade 1999 och kommer att avslutas 2002. Projektet har för närvarande 12 organisationer från 8 länder som deltar. Projektet drivs organisatoriskt i stor sett på samma som DECOVALEX II men med ett något utökat antal deltagande organisationer. Projektet arbetar med fyra uppgifter:

1. Numerisk simulering av kopplade T-H-M processer för fullskaleförsöket FEBEX i berglaboratoriet i Grimsel, Schweiz.
2. Simulering av kopplade T-H-M processer för den stora värmetesten Drift Scale Heater Test i Yucca Mountain, Nevada Test Site, USA.
3. Tre stycken 'benchmark tests' som behandlar a) återmättnad (resaturation) av grundvattnet kring ett slutförvar, b) skalproblem (upscaling) i samband med modellering av slutförvar och c) effekterna av glaciation.
4. Kunskapsinhämtning och analys av kopplade T-H-M processer för säkerhetsanalysen av ett slutförvar.

Information om DECOVALEX III fås från projektets hemsida: www.decovalex.com

REFERENSER

- Andersson, J., 1999. Examples of the treatment of mechanical thermohydromechanical issues in some safety assessments. In Stephansson et al. DECOVALEX II Project, Supplement Report 2. SKI Report 99:7, Statens Kärnkraftinspektion, Stockholm.
- Hudson, J., Stephansson, O., & Jing, L., 1999. Technical auditing demonstration example: Kamaishi mine experiment. In Stephansson et al. DECOVALEX II Project, Supplement Report 1. SKI Report 99:7, Statens Kärnkraftinspektion, Stockholm.
- Jing, L., Tsang, C.-F., Stephansson, O. & Kautsky, F. 1995. DECOVALEX – an international co-operative research project on mathematical models of coupled T-H-M processes for safety analyses of radioactive waste repositories. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr.* Vol 32, No. 5, pp.389-398.
- Jing, L., Stephansson, O., Tsang, C.-F., Knight, L.J. & Kautsky, F. DECOVALEX II Project, Executive Summary. SKI Report 99:24, Statens Kärnkraftinspektion, Stockholm.
- Jing, L., Stephansson, O., Tsang, C.-F., Knight, J.L. & Kautsky, F. 1998. DECOVALEX II Project, Technical Report – Task 1A and 1B. SKI Report 98:39. Statens Kärnkraftinspektion, Stockholm.
- Jing, L., Stephansson, O., Tsang, C.-F., Knight, J.L. & Kautsky, F. 1999. DECOVALEX II Project, Technical Report – Task 1C. SKI Report 99:22. Statens Kärnkraftinspektion, Stockholm.
- Nguyen, T. S. et al. 2000 Hydro-mechanical response of a fractured granitic rock mass to excavation of a test pit – The Kamaishi Mine Experiment in Japan. *Int. J. Rock Mech. Mining Sci.* (in press).
- Rutqvist, J. et al. 2000. Coupled thermohydromechanical analysis of a heater test in fractured rocks and bentonite at Kamaishi mine, Japan. *Int. J. Rock Mech. Mining Sci.* (in press).
- Stephansson, O., Jing, L. & Tsang, C.-F. (eds.) 1996. *Coupled thermo-hydro-mechanical processes in fractured media: mathematical models and experiments – recent development of DECOVALEX project for radioactive waste repositories.* Elsevier, Rotterdam.

Stephansson, O., Hudson, J., Tsang, C.-F., Jing, L. & Andersson, J., 1999. DECOVALEX II Project, Coupled THM issues related to repository design and performance – Task 4. SKI Report 99:7, Statens Kärnkraftinspektion, Stockholm.

SUMMARY

DECOVALEX is the acronym for DEvolution of Coupled models and their VALidation against EXperiments in nuclear waste isolation. It is an international co-operative project to support the development of mathematical models of coupled T-H-M processes in the geosphere and their applications and validation against experiments in the field of nuclear waste isolation. The first phase of the DECOVALEX project started in 1991 and completed in 1994. The second phase of the project – called DECOVALEX II - was launched in November 1995 and was completed in 1999. Four tasks were defined for the DECOVALEX II project:

- Task 1: Numerical study of Nirex's Rock Characterisation Facility (RCF) Shaft excavation at Sellafield, UK. Simulation of the coupled Hydro-mechanical processes of the RCF3 pumping test and responses of the rock mass to the shaft excavation, including study of the excavation induced disturbed zone (EDZ).
- Task 2: Numerical study of PNC's in-situ T-H-M experiment in Kamaishi Mine, Japan. An integrated investigation on a complete rock-buffer-heater system under in-situ condition over a long period of time.
- Task 3: Review of the state-of-the-art of the constitutive relations of rock joints.
- Task 4: A report of the current understanding of the coupled T-H-M processes related to the design and performance assessment of radioactive waste repositories.

This contribution briefly describes the organisation of the DECOVALEX II project and the work conducted in Task 1, 3 and 4. Major emphasis is devoted to the numerical studies of the Kamaishi in-situ T-H-M experiments. The task was divided into three subtasks: Task 2A was a blind prediction of the coupled hydro-mechanical behaviour of the fractured rock due to the excavation of the test pit for the heater experiment; Task 2B was a calibration of the numerical models against measured results of pore pressure, flow rates and rock deformation before filling the hole with bentonite and the heater; Task 2C was to predict the fully coupled thermo-hydro-mechanical behaviour of the complete heater-buffer-rock system at the test site. In the first phase of this task the modelling teams have to identify and simulate some of the physical properties of bentonite based on laboratory experiment. In the second phase the teams have to simulate the Kamaishi in-situ experiments for the whole heating-cooling cycle, considering the complete heater-buffer-rock system. Some of the scientific lessons learned from Task 2 are summarised.

DECOVALEX II is succeeded by the DECOVALEX III project. It started in 1999 and will be completed at the end of 2002. The project has four tasks of which two are devoted to coupled T-H-M modelling of field experiments, namely, the FEBEX experiment at Grimsel, Switzerland and The Drift Scale Heater Test at Yucca Mountain, Nevada Test Site, USA. Another task deals with three benchmark tests (resaturation, upscaling and glaciation) and the fourth task will cover the the importance of coupled T-H-M processes in performance and safety assessment. Information about the project is presented on the DECOVALEX homepage: www.decovalex.com

12 TUNNELMYNNINGAR MED LITEN BERGTÄCKNING, KALLHÄLL-KUNGSÄNGEN

12 tunnel entrances with small rockcover, Kallhäll-Kungsängen

*Mats Tenne, Geokonsult Tenne AB
Torgny af Forselles, Nitro Consult AB*

INLEDNING

Banverket utför ett nytt dubbelspår på sträckan Kallhäll-Kungsängen norr om Stockholm. På det cirka 7 km långa avsnittet utsprängs 5 st bergtunnlar, varav 3 st på Stäksön och 2 st öster om Stäksundet. Dubbelspåret utförs nära bebyggelse, går igenom ett känsligt kulturlandskap och har föregåtts av starka opinionsyttringar. Bergtunnlarna utförs därför, bland annat av miljöskäl, så långa som möjligt, vilket medför att bergtäckningen ofta minimeras vid mynningarna. Betongtunnlar ansluts dessutom ofta till bergtunnlarna.

12 st tunnelmynningar i berg har nu utförts för de 5 tunnlarna. De 2 "extra" mynningarna förklaras av att en jordfylld svacka i berget ovanför en av de planerade tunnlarna schaktades ut uppifrån i stället för att drivas igenom som en tunnel delvis i jord.

Utförande av trafiktunnlar med liten bergtäckning tenderar att bli allt vanligare och Banverkets alla bergtunnelmynningar i aktuellt projektet ger en god bild av bergtekniska möjligheter och svårigheter samt hur svårigheterna kan bemästras. Tunnelmynningarna har utförts i mellansvensk, granitisk berggrund med viss variation. Mynningarnas bredd på cirka 13 m ger utrymme för ett dubbelspår är därmed en relativt vanlig storlek för trafiktunnlar.

På uppdrag av och i samråd med Banverket har Nitroconsult/Geokonsult Tenne utfört geologisk kartering och bergteknisk uppföljning samt varit Banverkets bergtekniska rådgivare vid schaktning av tunnlarna och för permanenta förstärkningar. Tunnlarna har utförts av NCC, PEAB, Pihl & Aarsleff och Vägverket Produktion.

Projektet har gett goda möjligheter att studera inverkan av olika bergförhållanden, bergtäckning, förförstärkningar och utsprängningsteknik vid utförande av tunnelmynningar. Föredraget redovisar erfarenheter från uppföljning och rådgivning vid utförandet samt förslag till en enkel checklista för projektering, upphandling och uppföljning.

ALLMÄNT

Tunneldimension

Bergtunnelnarna utförs som dubbelspårstunnelar med area cirka 115 m² samt bredd cirka 13 m och centrumhöjd 9,85 m. Generellt förstärkningsutrymme ingår i tak och väggar med 250 mm. Vid mynningarna finns förstärkningsutrymme med 500 mm för en så kallad övergångskonstruktion av platsgjuten betong.

Geologi

Bergarterna i Stäketområdet utgörs av kristallina gnejser och graniter, gnejsgraniter samt på Stäksön med ett markant inslag av amfibolit.

Berggrunden genomsätts av minst 3 sprickgrupper. Enstaka lerfyllda sprickor förekommer. Vittringsgraden är mestadels låg. Små sprickzoner förekommer med låg frekvens.

Grundvatten

Tunnelnarna utförs under ringa eller inget grundvattentryck, mestadels enbart med sjunkvatten.

Förundersökningar

Förundersökningar har efter fältkartering av berghällar utförts med seismiska undersökningar, jordbergsonderingar samt enstaka kärnborrhål för att lokalisera sprickzoner eller bedöma berggrundens vattenföring och /eller för att bedöma bergkvaliteten för ballaständamål. Vidare har utförts borrhål för grundvattenobservationer. Slutligen har utförts inventering och besiktning av befintliga byggnader inklusive grundläggning och grundläggningsnivåer inom bedömt riskområde liksom besiktning av en underliggande VA-tunnel.

Bergkvalitet

För respektive tunnel har bergkvaliteten översiktligt prognostiserats med Q-index, i några fall som bergprognos längs tunneln. Värdena varierar i bergmassan mellan svaghetszonerna från 1 till 30. Angivna värden är oreducerade i förhållande till liten bergtäckning och berg intill tunnelmynningar.

Bergtäckning

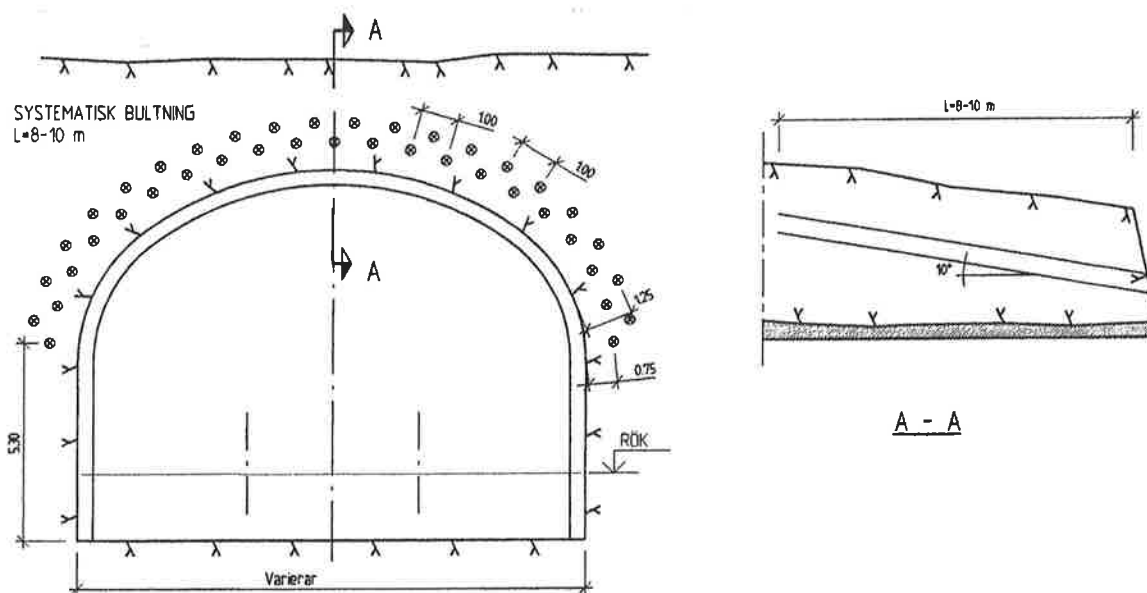
Bergtäckningen varierar mellan 1 m och 8 m vid de olika tunnelmynningarna.

Förskärningar

Förskärningarna närmast mynningarna har tagits ut med skonsam sprängning. Cirka 5 m längs förskärningens sidor närmast mynningen samt större delen av tunnelns inslagsvägg, förutom den blivande öppningen, har utförts som tätsöm med hålavstånd 0,4 m.

Förförstärkningar

Berget runt den blivande tunnelmynningen har ofta förförstärkts med dubbla rader ingjutna, slaka bultar med 5-8 m längd. Bultraderna har riktats cirka 10 grader utåt från tunneln, om utrymme funnits.



FÖRFÖRSTÄRKNING TUNNELPÅSLAG

Rock reinforcement of tunnelface before tunneling

Ett cirka 2 m brett band av fiberarmerad sprutbetong har utförts runt den blivande mynningen i en del fall. Härfter har kransbultning utförts genom sprutbetongen, varefter utstickande bultändar försetts med brickor för att ge samverkan mellan bultar och sprutbetong. Sprutbetongtjocklek med cirka 70 mm tjocklek har utförts. Ovan några särskilt känsliga mynningar har en bred betongplatta gjutits som bultats fast i underliggande berg för att säkerställa att bergutfall ej skulle inträffa.

Förinjektering

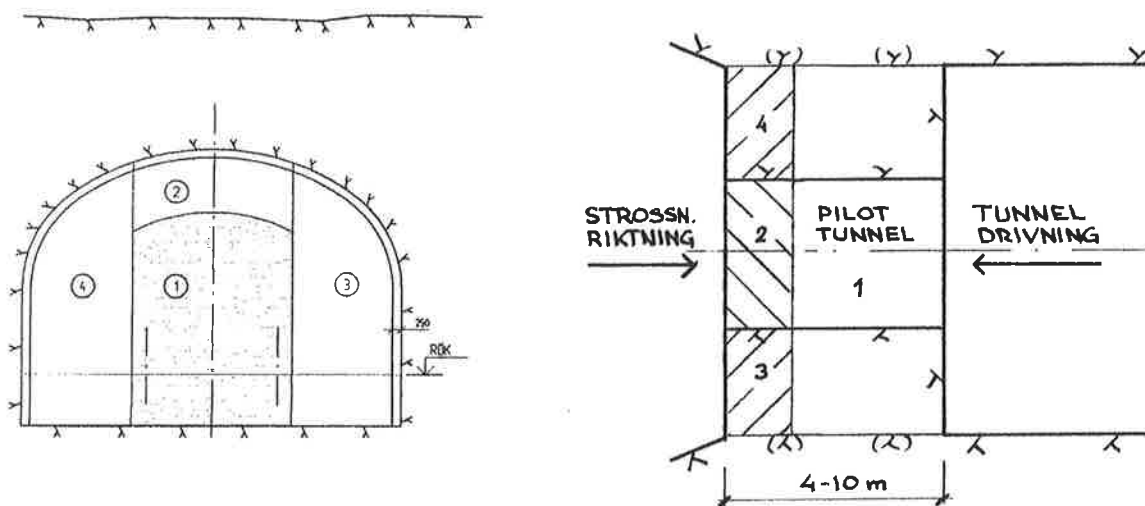
Förinjektering har utförts från tunnelns inslagsvägg av alla mynningarna. Injekteringen har omfattat tak och väggar. Injekteringshålens längd har varit cirka 15 m. Innan injektering har i vissa fall lagts in armeringsjärn i injekteringshålen för att erhålla en ökad armering av berget.

Drivning

Tunnlarna har drivits med 1-frontsdrift. Vid borte tunnelmynningen har en pilotunnel drivits igenom till färdigsprängd förskärning för att möjliggöra sprängning av de sista strossarna, 4-10 m, i omvänd riktning. I ett fall utfördes den borte förskärningen sedan pilotunneln drivits ut i detta område.

Tunnelinslagen har mestadels utförts med en centralt belägen pilotunnel med reducerad indrift samt olika typer av strossning mot pilotunneln. Efter varje salva har resultatet

kontrollerats med avseende på bergstabilitet varefter erforderlig förstärkning utförts med bultar och sprutbetong. Nästkommande stross har bedömts till läge och storlek med hänsyn till resultat av föregående stross och anpassats till rådande geologi.



TUNNELDRIVNING MED PILOTTUNNEL OCH STROSSNING

Tunneling with pilotheadings and stopes

BESKRIVNING AV SPECIELLA FÖRHÅLLANDEN VID UTFÖRANDET AV DE OLIKA MYNNINGARNA

Trappebergstunneln

Tunneln har en längd av 64 m samt drevs från norr av Vägverket Produktion. Förundersökningar utfördes med geologisk kartering av berg i dagen ovan den blivande tunneln, jord-bergsondering i den jordtäckta södra delen samt besiktning av en underliggande VA-tunnel.

Bergtäckningen vid mynningarna är 3-6 m.

Förskärning utfördes i den norra delen varefter tunneln drevs därifrån ut i den södra ännu ej utförda förskärningen med en mindre pilotunnel. Den södra förskärningen utfördes senare fram förbi pilotunneln.

Vid den norra mynningen utfördes förförstärkning med ingjutna bultar och förinjektering varefter berget togs ut med en cirka 6x5 m stor pilotunnel med 5 m salvlängder. Tak- och väggstrossar till full sektion och med 5 m längd utfördes mot piloten.

Erfarenheterna från den norra mynningen kan sammanfattas med att strossarnas storlek medförde att berget gick ut tungt. Den tunna bergtäckningen ovan tunneln ruskades om

och tidigare fasta block lossnade på krönet. Senare noterades att förinjekteringen påverkats vid strossningen så att bergsprickor öppnats och sjunkvatten kom in i tunneln genom taket.

Vid den södra mynningen utfördes förskärningen fram till inslagsväggen och den tidigare utförda pilottunneln. I denna samt i förskärningen hade dåligt berg noterats på delen närmast mynningen. Borring för förinjektering och förbultning av den blivande mynningen utfördes från utsidan men bulstättning och injektering utfördes ej direkt utan hålen stod öppna under påskhelgen om minst 4 dagar. Vid återkomst efter helgen hade berget rasat ut ovan pilottunneln. Utförda borrhål proppades och 40 mm fiberarmerad sprutbetong påfördes i en bård runt den blivande mynningen. Kompletterande bulthål borrades i sprutbetongen och bultar med 8 m längd monterades i dubbla rader och försågs med bricka för samverkan med sprutbetongen. Förinjekteringen utfördes häfter sedan kamjärnsbultar lagts i injekteringshålerna som spiling för att öka bergets stabilitet.

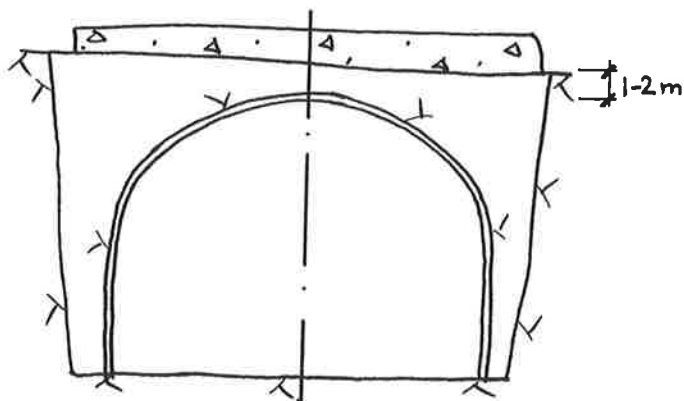
Erfarenheten från södra mynningen kan sammanfattas med att pilottunneln av stabilitetsskäl inte skulle ha drivits fram i den blivande förskärningen, att det dåliga berget i inslagsväggen i förskärningen omedelbart borde ha betongsprutats, förbultats och injekterats. Häfter borde en pilottunnel drivits från utsidan och separata tak- och väggstrossar tagits ut med mellanliggande förstärkningar. Enligt projekteringen avsågs uttagen utförda i den ordningen.

Stäkettunneln

Tunneln har en längd av 350 m och drevs från söder av PEAB.

Den blivande södra mynningen förförstärktes med 6 m långa kransbultar med bricka, varefter de översprutades med 60 mm fiberarmerad sprutbetong. Ovanför mynningen göts en oarmerad betongplatta, då bergtäckningen enbart var 1-2 m. Plattan bultades fast i underliggande berg. Berguttaget gjordes med pilot och strossar. Den oarmerade betongplattan sprack upp av påfrestningarna men kunde lagas. Strax innanför mynningen utfördes två armerade sprutbetongbågar.

Erfarenhet från den södra mynningen är att betongplattan borde varit armerad då mynningens stabilitet var svår att bedöma sedan sprickor uppstått i betongen.



FÖRSTÄRKNING AV TUNNELTAK MED OARMERAD BETONGPLATTA

Rock reinforcement above the tunnelroof with unreinforced concrete slab

Den norra mynningen var vid föredragets pressläggning inte utförd utan tunneln slutar med hel sektion 5-6 m innanför mynningen. Berget är storblockigt och genomsatt av breda pegmatit-och amfibolitgångar och avsikten är att från tunneln gå igenom med en pilotunnel för att sedan montera kransbultar runt mynningen från utsidan. Berget runt mynningen har tidigare sprutats med fiberbetong.

Stäksundstunneln

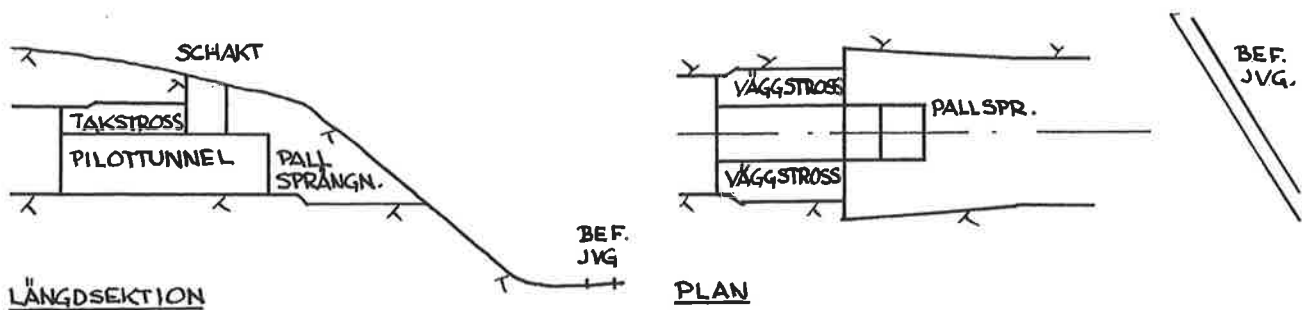
Tunneln har en längd av 70 m och drevs från öster av NCC.

Området utgörs av berg i dagen. Efter hållkartering utfördes enbart ett lutande kärnborrhål från bergöverytan för bergkvalitetsbestämning, placerat på halva tunnelns längd.

Östra mynningen med omkring 8 m bergtäckning förförstärktes med två rader kransbultning och förinjektering. Här efter utfördes 3 pilotsalvor, area 15-20 m² till 15 m djup. Sedan utfördes 3 cirka 5 m långa tak-och väggstrossar. Konturhål och en hjälparrad uttogs separat efter att innanför liggande stross tagits ut. Resultatet blev mycket bra med jämna tak och väggar.

Erfarenhet från den östra mynningen är att bergschaktning tekniskt kan utföras med mycket gott resultat. Det innebar också att den gjutna övergångskonstruktionen endast behövde utföras cirka 3 m djup.

Västra mynningen utfördes intill den befintliga järnvägen. För att minimera tiden för tågstopp togs mesta möjliga bergvolym ut från motsatt håll. En pilotunnel drevs först så nära järnvägen som möjligt varefter ett vertikalt schakt drevs från tunneln upp till bergöverytan. Borrningen för schaktet utfördes uppifrån och berget sprängdes etappvis nedåt. Schaktet placerades i den blivande förskärningen. Kvarvarande berg ut mot järnvägen, d v s förskärningen, togs framgångsrikt ut med pallsprängning och merparten av berget lastades ut genom tunneln under ett två dagar långt tågstopp mitt i sommaren.



TUNNELDRIVNING I NÄRHETEN AV BEFINTLIG JÄRNVÄG

Tunneling near to existing railway

Dalkarlstunneln

Tunneln har en längd av 60 m och drevs från öster av NCC.

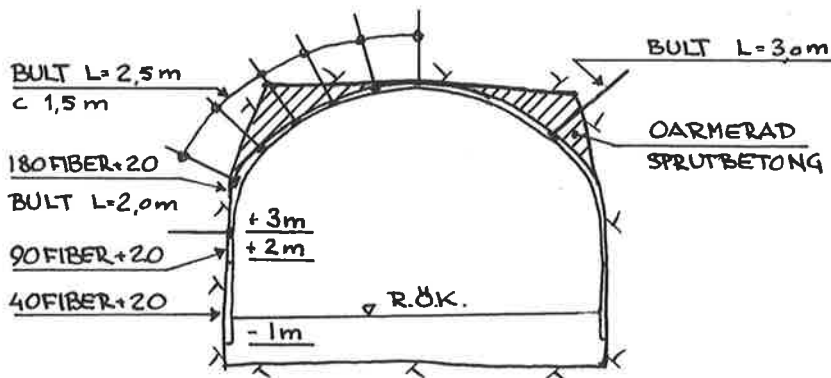
Området utgörs av berg i dagen och efter hållkartering utfördes från bergöverytan, på ungefär halva tunnellängden ett lutande kärnbråhåll för bergkvalitetsbestämning. Den östra förskärningen utfördes i relativt blockigt berg. Tunnelmynningen förförstärktes med två rader ingjutna bultar varefter pilotsalva och takstross togs ut. Härvid uppstod en del mindre rörelser i omkringliggande berg och kompletterande bergrensning och selektiv bultning fick utföras. För ytterligare stabilisering utfördes ett cirka 2 m brett band av fiberarmerad sprutbetong runt den blivande mynningen varefter kransbultning med brickbultar monterades för samverkan med sprutbetongen. Strax efter de första salvorna inträffade ett ras från taket, förorsakat av ett nära horisontellt lerslag strax ovanför tunnelhjässan. Den lerfyllda, horisontella sprickan följde hela tunneln med några graders sjunkning, varför sprickan successivt ingick i tunnelarean.

Erfarenheter från den östra mynningen är att förförstärkningen var underdimensionerad med följd att man fick börja om med kompletterande förförstärkningar. Vidare kan noteras att en enskild lerfylld spricka med ogynnsam orientering kan få stor inverkan på stabiliteten och därmed åtföljande förstärkningar.

Den västra mynningen utfördes med pilotunnel ut i förskärningen från den utsprängda tunneldelen med hel sektion. Efter förförstärkning med kransbultning i dubbla rader utfördes strossning i flera omgångar. Den lerfyllda sprickan träffade mynningen strax under anfangsnivån och orsakade inga speciella problem.

Erfarenhet från den västra mynningen kan sägas vara att en horisontell lerfylld spricka strax under anfangsnivå har liten betydelse för stabiliteten.

Taket i övrig tunnel kunde säkerställas under drivningen med selektiv och systematisk bultning. Som permanent förstärkning utfördes i hela tunneln fiberarmerad sprutbetong i samverkan med korta bultar med sprutbetongbricka i tak och anfang. Taket blev relativt flackt, varför utfyllnadsbetong sprutades i anfangen för uppbyggnad av valvverkan.



FÖRSTÄRKNING VID FLACKT TUNNELTAK *Rock reinforcement of a flat tunnel roof*

Svartvikstunneln

Tunneln har en längd av 360 m och drevs från öster av Pihl & Aarsleff. Tunnelns östra mynning projekterades med mycket liten bergtäckning bland annat för att av miljöskäl spara en del så kallade de Geermoräner. Bergtäckningen var så liten över den ena takhalvan att förförstärkning med en yttre bultrad ej kunde utföras. Efter förbultning och förinjektering, där armeringsjärn lagts i injekteringshålerna som spiling, utfördes en pilotunnel med korta salvor. Tak- och väggstrossar utfördes etappvis med mellanliggande sprutbetongförstärkningar med 70 mm fiberbetong i samverkan med systembultning. Bultlängden fick avpassas till den ringa bergtäckningen. Från några meter innanför mynningen utfördes även flera bultade sprutbetongbågar.

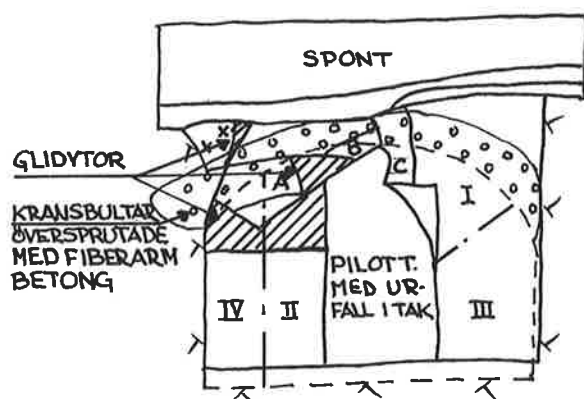
Efter cirka 2 månader noterades sprickor i berget ovan tunnelmynningen men sprutbetongen i tunneln var intakt. Sprickorna bedömdes därför ha uppstått vid tunneluttaget. Att de inte observerades då berodde troligen på att marken var täckt med snö.

Erfarenheter från den östra mynningen visar att en bergtäckning på cirka 2 m med flera flacka sprickor kräver stor försiktighet vid sprängning. Etappvis förstärkningar krävdes för att berget inte skulle rasa in. Betongsprutning runt mynningen borde ha utförts innan uttag. Arbetena försvårades av vinterförhållanden med frysgrader vilket innebar att mynningen måste täckas in för att kunna utföra sprutbetong och ingjutna bultar. Arbetena vid mynningen blev tidskrävande. Totalekonomiskt hade det kanske varit billigare att utföra de 10 första metrarna som öppen schakt och sedan utföra en betongtunnel. Det senare alternativet hade vid projekteringen föreslagits av projektören men Banverket föredrog av miljöskäl att utföra en längre bergtunnel med en tunnelmynningen med mycket liten bergtäckning.

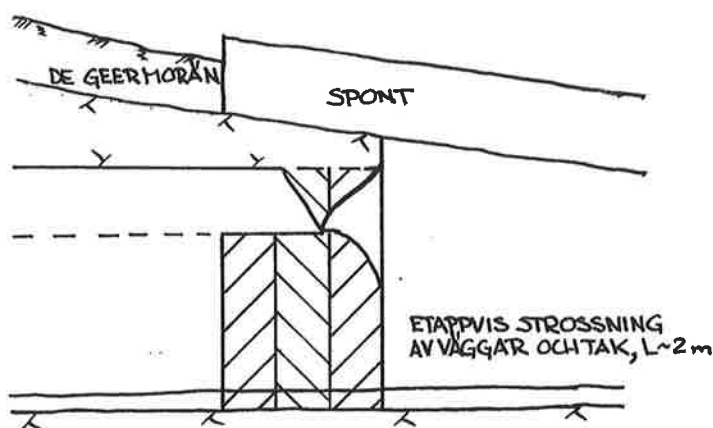
Tunnelns västra mynning vid Svartviken utfördes i en brant stupande bergslänt. Vid tunnelpåslaget blev schaktväggen ca 12 m hög. Slänten planade ut mot stranden vid Svartviken vid den pågående brobyggnationen över sundet. Före avtäckning av berget

utfördes en borrade berlina-spont runt förskärningen. Berget utmed sponten förstärktes med bult efter avtäckningen. För bergschakten krävdes noggrann uppdelning av pallarna och berget alldeles intill sponten togs ut separat. Förstärkning av kvarvarande berg utfördes för att erhålla stabila slänter så att spont och därmed moränen bakom sponten ej riskerade att rasa in. Berget lämnades utsprängt i förskärningen för att sedan transporteras ut igenom tunneln.

En pilot-tunneln drevs först igenom ut i den ej utlastade förskärningen. Sista takstrossen mot pilot-tunneln, inifrån tunneln, utfördes för nära mynningen med följs att en del block föll ur taket. Härefter utfördes fiberarmerad sprutbetong i en 2 m bred bård runt den blivande mynningen liksom att kransbultar utfördes samverkande med sprutbetongen. Slutligen utfördes förinjektering runt mynningen. Berget togs sedan ut mot pilot-tunneln i ca 2 m långa, geologiskt anpassade strossalvor som tak- och väggstrossar. Bultning och betongsprutning av den slutliga konturen utfördes med 40-70 mm fiberbetong efter varje salva.



ANM.
STROSSAR UTFÖRDES TILL CA 2 m
LÅNGD. EFTER ATT LÖSA BLOCK I
TAK, A-C TAGITS MED OCH EXTRA
FÖRSTÄRKNING GJORTS



ETAPPVIS STROSSNING MED MELLANLIGGANDE FÖRSTÄRKNING

Stage of stopings between rounds of rock reinforcement

Erfarenheter från den västra mynningen är att en takstross ej får utföras för långt ut mot en oförstärkt mynning. Hålbottarna var några meter ifrån mynningen.

Förinjekteringen blev inte bra då berget tagits ut till slutlig sektion i tak. Enligt överenskommelse skulle cirka 4 m berg ha lämnat ovan pilottunneln för att möjliggöra förinjekteringen. Med etappvis schaktning anpassad i etapper till bergförhållandena och med successiva förstärkningar kan storblockigt berg i en mynning bemästras. Ta till avståndet mellan spontfot och blivande mynning så att visst nedfall vid mynningen inte riskerar att underminera sponten.

Ytterligare två mynningar åstadkoms vid en svacka i berget. En pilottunnel utfördes igenom berget i bergsvackan där tunneln med full sektion senare avsågs utförd, delvis i injekterad jord. Sondering av bergytan utfördes från pilottunneln och bergförhållandena indikerades vara sämre än prognostiserat liksom att bergtäckningen indikerades vara mindre på en längre sträcka än enligt prognos. Banverket fick då tillstånd att utföra arbetena i öppen schakt. Banverket hade här ursprungligen rekommenderats av sin projektör till drivning i öppen schakt men ville då med hänsyn till folkopinionen inte utföra arbetena på föreslaget sätt.

Berget i svackan avtäcktes och lägen för mynningarna bestämdes. Mynningen i den västra delen av svackan förförstärktes med en armerad betongplatta som bultades fast för att berget skulle förhindras att falla ut mot det intilliggande naturreservatet. I den östra delen förförstärktes berget från bergytan med bultning. Härfter borrades för pallsprängning från bergytan längs pilottunneln till schaktens slutliga bredd. Längs vägg och speciellt vid blivande mynningar utfördes tätsöm. Utsprängning utfördes sedan i pallar mot pilottunneln och utlastning utfördes genom befintlig tunnel ut genom den östra mynningen. Mynningarna utfördes med korta strossalvor mot pilottunneln. Erforderliga besiktningar och förstärkningar utfördes efter varje salva med sprutbetong och bultar.

Erfarenheter från mynningarna i svackan kan sägas bestå av att betongplattan säkrade att inget bergutfall inträffade mot naturreservatet. Korta strossalvor med mellanliggande bult-och sprutbetongförstärkningar klarade av att säkerställa att inga stabilitetsproblem uppstod.

ERFARENHETER

Förundersökningar

Förundersökningar kan, som vanligt, konstateras ge gott resultat vid bra bergförhållanden men sämre under komplicerade förhållanden. Så t ex kan jord/bergsondering vid mycket kuperade bergytteförhållanden ge svårtolkade resultat. Det var fallet vid bergsvackan över Svartvikstunneln där det inte ens efter jordavtäckningen var enkelt att säga vad som borde räknas som bergyta på grund av kvarstående raukliknande erosionsrester och flacka lerfyllda sprickor. Speciellt när man

räknar med mycket liten bergtäckning måste projekteringen utföras med hänsyn till sådana förhållanden vilka tids-, kostnads- och säkerhetsmässigt kan få allvarliga följder. Seismik i storblockig terräng vid Svartvikstunneln gav katastrofalt dåligt och motsägande resultat och kontrollborring av bergytans läge i sådan terräng är dessutom mycket besvärlig. Att ett oorienterat kärnborrhål med en registrerad tunn lerfylld spricka inte visar sprickans utbredning är känt. Betydelsen av en sådan spricka framgår av raset i Dalkarlstunneln utefter sprickan och som orsakade det flacka taket i hela tunneln. Sprickan medförde relativt kraftiga och ej kalkylerade förstärkningar. Slutsats av sprickgeometrin är att kärnborrhål egentligen bör utföras med orientering av sprickor och om möjligt sprickzoner.

Förskärningar

Förskärningens utförande nära en tunnels inlagsvägg har stor betydelse för möjligheterna att lyckas med mynningen. Sprängningen ska utföras med täta konturhålsavstånd och lågbrisant sprängmedel för att skona kvarstående berg. Speciellt vid liten blivande bergtäckning och flacka sprickor över mynningen kan berget lyftas av sprängningen.

Bergtäckningar

Liten bergtäckning väger lätt och lyfter om inte sprängningsetapperna utformats så att berget i stort kan falla nedåt av sin egetyngd vid utsprängningen. Vid Trappebergstunnelns norra mynning och Svartvikstunneln östra mynning har kvarstående berg utsatts för alltför stor dynamisk påkänning.

Förförstärkningar

Förförstärkningar vid liten bergtäckning bör överdimensioneras för att klara utförandet utan komplikationer. Normalt är tidplanen pressad och marginalerna små och även en liten felbedömning av berget, sprängtekniken etc kan få stora konsekvenser. Normalutförande med fiberarmerad, fastbultad sprutbetong runt mynningen rekommenderas. Förinjektering bör utföras för att stabilisera och täta berget nära mynningen. Injekteringsmedlet kommer ofta upp på bergytan och kräver extra drevning och låga tryck. Spilingbultar kan läggas i förinjekteringshålerna för att hjälpa till att armera berget.

Injekteringar

Ominjektering av den förinjekterade mynningen utförs sällan men det torde vara ett sätt att förbättra tätheten vid mynningen. Berget blir ofta otätt på grund av sprängningen och omlagringsspänningar efter berguttaget. Vid mycket små bergtäckningar är det emellertid nästan ogörligt då injekteringsmedlet tränger ut såväl på bergytan som in i tunneln.

Sprängningsteknik

Pilottunnel med efterföljande strossalvor med begränsad storlek och skonsamt sprängämne ger mestadels gott resultat. Etapperna ska dessutom anpassas till geologin med sprickor och sprickriktningar. För att åstadkomma ett resultat med kvarstående

stabil berg krävs en erfaren entreprenör och en kunnig beställare. Förstärkningar mellan etapperna bör ofta utföras för att inte bergmassan ska deformeras. Trappebergstunnelns norra mynning bedöms ha sprängts ut med för stora och långa strossalvor med åtföljande stabilitetsproblem. Detsamma gäller Svartvikstunnelns västra mynning där takstrossen från insidan utfördes för nära mynningen.

Förstärkningar

Snabb förstärkning ska utföras vid dåligt berg för att förhindra uppkomst av instabila förhållanden, jfr raset i Trappebergstunnelns södra mynning. Utförandet av mynningar med liten bergtäckning kräver att entreprenören har beredskap för kompletterande förstärkningar.

Förstärkningsbedömning

Bedömning av erforderlig driftförstärkning vid tunnelmynningar med liten bergtäckning kräver erfarenhet. Aldrig så många Q-värdesbestämningar med åtföljande förstärkningsutvärderingar kan aldrig ersätta erfarenheter från tidigare tunnelmynningar med liten bergtäckning. Q-värdesbestämning är däremot ett hjälpmedel bland flera andra som t ex deformationsmätningar genom konvergensmätning eller med extensometer eller liknande.

Övrigt

Vinterförhållanden tycks vara en parameter som lätt förbises vid upphandlingen. Då mynningarna ofta utförs med liten bergtäckning, som kräver sprutbetongförstärkningar och ingjutna bultar utförda vid plustemperatur, ställer kylan till avsevärda bekymmer med kostnadsökningar för intäckning och uppvärmning. Risken för kvalitetsförsämringar är uppenbar och den som i längden får dras med dåligt utfört arbete är beställaren. Enligt uppgift är det problem med sprutbetongen i delar av Svartvikstunneln, sannolikt beroende på att sprutbetongen utsatts för kyla innan tillräcklig härdning uppnåtts.

En orsak till dålig kvalitet är gällande upphandlingsförfordningar. Entreprenören med i princip lägst anbud upphandlas för att utföra den krävda och idag höga kvaliteten. Många entreprenader visar att detta inte är möjligt utan entreprenören måste driva arbetena hårt för att klara ekonomin, vilket blir på bekostnad uppställda kvalitetskrav. Kvalitetsarbetet med egenkontroller ute på arbetsplatsen stämmer fortfarande dåligt med beställarens kravlista enligt kontrakt.

CHECKLISTA

Vid projektering, upphandling och utförande av tunnelmynningar med liten bergtäckning bör särskilt eftersträvas:

- utförande av bra förundersökningar med tät jord-bergsondering vid jordtäckt terräng kompletterad med korta kärnborrhål, då marginalerna är små vid liten bergtäckning
- orientering av borrhäror för rymdorientering av sprickor och sprickzoner
- kvalificerad bergteknisk bedömning vid projekteringen
- utformning av drivningsprogram med sprängningsteknik och schaktningsetapper
- utformning av speciella åtgärder i form av förförstärkningar
- upprättande av prissatt mängdförteckning med tänkbara drivnings-och förstärkningsmoment
- beaktande av tidsaspekten vid utförande av mindre schaktningsetapper med mellanliggande förstärkningar
- anlitanade av erfaren bergteknisk expertis för bedömning vid utförandet
- bra samspel mellan entreprenör och beställare
- att beakta låga lufttemperaturer som kräver intäckning av hela mynningen för att utföra förinjektering, betongsprutning och ingjutning av bultar

SUMMARY

12 tunnelentrances with small rock cover have been executed at the Kallhäll-Kungsängen double track line north of Stockholm. The line is passing an old cultural landscape where a lot of people are living. A principal reason for building with a small rock cover is the demand for tunnels as long as possible in order to protect the environments and the people.

The entrances have been built in hard Swedish granitic bedrock with some variations at different places of the entrances. The tunnels are about 13 m wide and with a height of about 9,8 m and they represent quite a normal dimension of traffic tunnels. Four contractors, using somewhat different techniques, became involved in the five tunnels.

Geotechnical follow up of the tunnels have been made including geological mapping, rock reinforcement suggestions and advising in blasting technique. The project has

given an opportunity to study the impact of different geological conditions, different blasting techniques and the action of different contractors.

This lecture indicates experiences from the performance of the entrances. It ends with a simple checklist to be used for planning a project, contracting and following up.

Geological investigations were performed with mapping of the outcrops, some seismic investigations, soundings and core drilling. The core drill holes were measured due to waterlosses. The rock type was classified for the purpose as ballast material. The bedrock was even roughly classified with Q -indices. The result of the investigations showed a hard, granitic rock with normally at least three joint sets, some small fracture zones and a rather tight bedrock considering the near surface conditions. The unreduced Q -indices between the fracture zones were calculated to 1-30. Reduction for tunnel-entrances has to be done for small rock cover and horizontal forces. The rock cover varied from 1-8 m at different entrances.

The open cut in front of the entrances was blasted with cautious blasting. The area close to the entrance had a spacing of 0,4 m.

The entrances were generally pre-reinforced with double rows of 5-8 m long, grouted rockbolts around the entrance. In case of instability conditions or small rock cover a 2 m band of 70 mm thick steel-fibre reinforced shotcrete was made around the entrance and the bolts were mounted afterwards with a washer on the outside of the shotcrete. Above some entrances with very small rock cover, where the rock had to be intact, a concrete slab was constructed and bolted to the underlying rock. Pre-grouting was then performed to a depth of 12-15 m.

The tunnelling has normally been performed in one direction and inside the tunnels with a full section blasting. At the entrances a pilot tunnel was made with short rounds to a depth of about 5 m. Due to the rock conditions the stopes were blasted with or without rock reinforcements in between. When reaching close to the other end of the main tunnel, about 10 m ahead, a pilot tunnel started and protruded the entrance. All pre-reinforcement works were then made from the out side. The stops around the pilot tunnel were made from out-side and adjusted to the rock conditions. In case of small rock cover first a stop above the pilot tunnel was blasted and the rock was reinforced with shotcrete and bolts.

Experience from the pre-investigations of entrances of the tunnels shows that determinations of the rock surface with soundings are difficult when the rock surface is very uneven and the rock conditions are bad with a weathered rock and clay filled fissures.

When planning a tunnel near the surface in such a place one has to consider the risk for an addition in time for completion and total price.

Seismic investigations in bolder-terrain is very difficult as well as drilling. In one case a single, thin, clay-filled, horizontal joint, near the roof, caused a rock fall, which required extra reinforcements along the whole roof in the tunnel. The joint was observed in a disoriented core drill hole and wasn't supposed to have such an importance.

A good and skilful performance of the open cut near the entrance has a big influence on the success of the entrance. Cautious blasting near the entrance is necessary otherwise there will be loose boulders especially near the rock surface in the tunnel roof. In the case of horizontal joints above the entrance there is a risk lifting the rock when blasting. A good idea is to pre-reinforce the rock, from the surface above the entrance, with grouted bolts.

Pre-reinforcements ought to be over-dimensioned because one never can calculate the rock conditions exactly when the rock cover is just some meters. A failure will take a lot of time to repair and if the tunnelling intends to start from the same part one loses a lot of time in whole the project.

The blasting technique and planning of the size of stopings are essential. The stops must not be too big because the risk of lifting the rock above the tunnel which may result in loose boulders. For the best results of the contour the holes close to and in the contour have to be charged for smooth blasting with a tight spacing of the holes. Sometimes in bad rock it is a good idea to blast the holes close to and in the contour separately.

Rock reinforcements between the stopings often can be necessary to keep the tunnel arch in shape. Even a small movement can make the tunnel collapse. Shotcrete and fibre reinforced shotcrete as well as grouted rock bolts has proved to be very effective.

Another factor of importance is the stand-up time. At least in one case a collapse occurred due to a week passed before the necessary reinforcements were performed.

Some of the tunnels started in wintertime. Works with shotcrete and grouted bolts have to be done in warmth why the contractors have to calculate with costs for insulation and the employer ought to calculate the timetable with respect to the winter.

Another experience from 12 tunnel-entrances is that the employer must have a bill of quantities containing every possible type of work.

Finishing the lecture with the experience that experiences are the best way to overcome difficulties in small rock cover tunnel-entrances.

BRYTNING PÅ STORA DJUP I KIRUNA

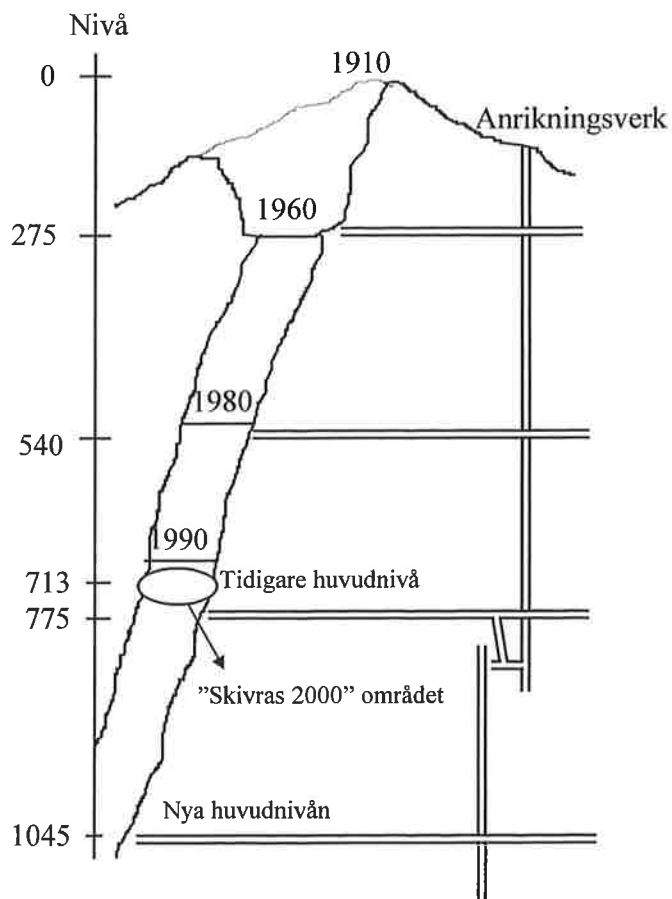
Mining at large depth in Kiruna

Peter Lundman, Petro Bloc

Stig Fjellborg, LKAB

INLEDNING

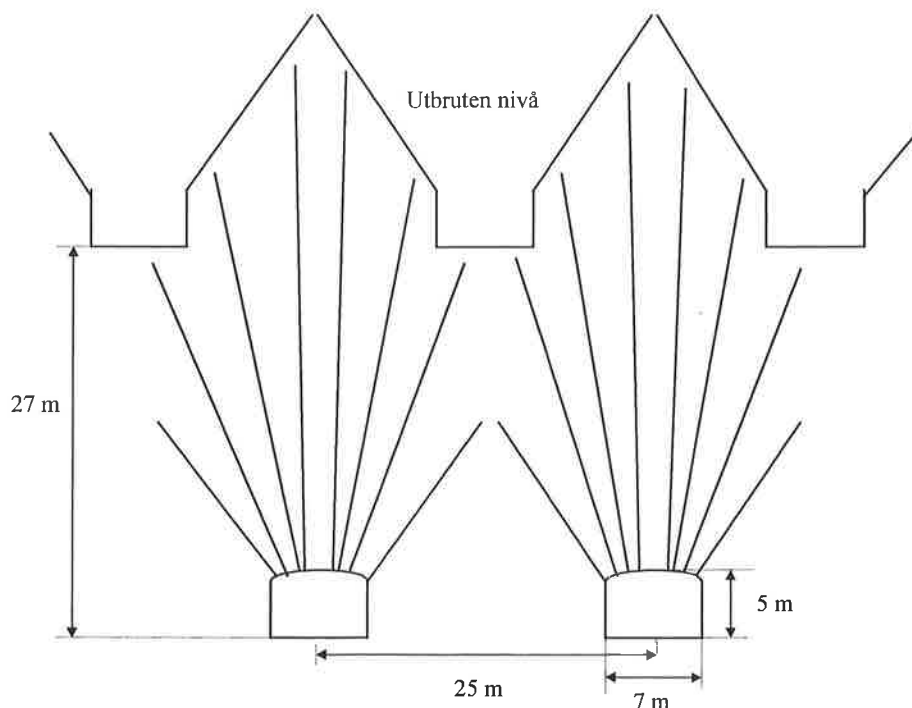
Kirunavaaragruvan är en av världens största järnmalmsproducenter. För närvarande produceras ca 20 Mton / år. Kirunamalmen är ca 4 km lång, i genomsnitt ca 80 m bred och stupar ca 60°. En ny huvudnivå har öppnats 1997 på nivå 1045 m, se figur 1.



Figur 1 Kirunavaaragruvan, delvis efter Wyllie (1994).
Figure 1 The Kirunavaara mine, partly after Wyllie (1994).

Sjömalmen är den nordligaste delen av malmkroppen och startar vid ca Y7, enligt gruvans lokala koordinatsystem. Den sydligaste delen av malmkroppen är belägen på ca Y46.

Skivrasbrytningen i Kiruna har successivt skalats upp under de senaste 15 åren. 1985 var skivhöjden 12 m, i dag är den 27 m, se figur 2. Storleken på varje skivrassalva har på motsvarande sätt ökat från 1200 ton till 10 000 ton. Tvärorternas storlek har förändrats en gång under perioden med en breddning från 5.0 m till 7.0 m.



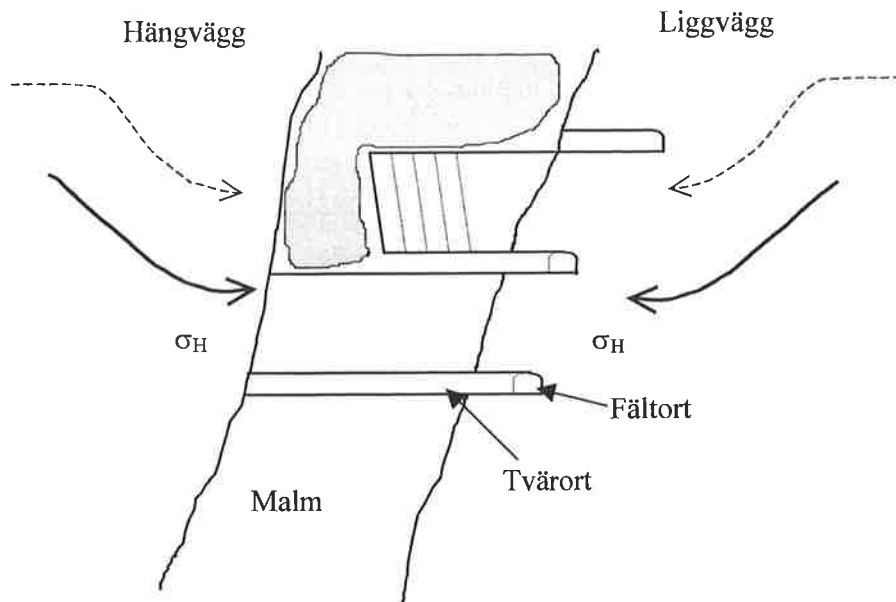
Figur 2 Principskiss över nuvarande layout i Kirunavaaragruvan.
Figure 2 Illustration of present layout in the Kirunavaara mine.

Genom den successiva uppskalningen har den totala ortvolymen minskat, vilket medfört en avsevärd minskning av svällutrymmet. Ett delmål i detta projekt var att analysera möjligheterna att bredda orterna, för att på så sätt erhålla mer svällutrymme. Problemet ligger i att avgöra hur mycket bredare orten kan göras innan förtjänsterna förbrukas i form av ökade stabilitetsproblem.

För att erhålla en bättre kunskap om skivrasbrytningen avsattes ett provområde på nivå 713 mellan Y34 – Y36.5. Provområdet kallades "Skivras 2000", se figur 1.

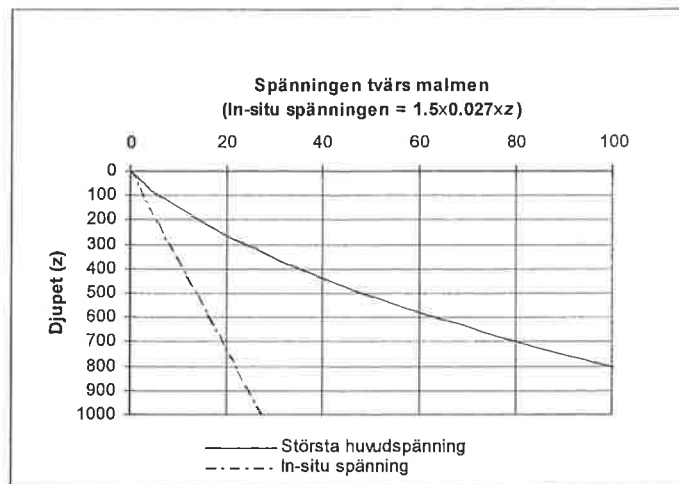
Spänningsförändringar mot djupet

Skivrasbrytning orsakar spänningsomlagringar när en ny nivå öppnas upp och successivt bryts ut, se figur 3.



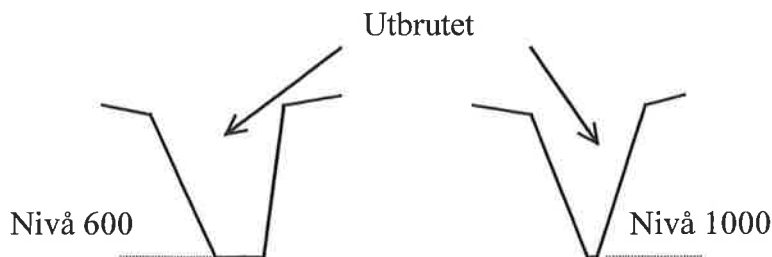
*Figur 3 Spänningsförändringar på grund av brytning av ovanliggande orter.
Figure 3 Change in stress condition due to mining of levels located above the level observed.*

När brytningen fortskrider mot djupet ökar spänningarna både på grund av ökat djup samt spänningsomlagringar från ovanliggande brytning. Den teoretiska spänningsökningen i gruvans centrala delar, har analyserats med EXAMINE2D (2D Boundary Element program), Curran (1991), se figur 4. Bergmassan i modellen har antagits vara linjärelastisk, isotrop och homogen, ovanliggande rasmassor har inte beaktats. Spänningarna är beräknade i en punkt 27 m under den utbrutna nivån.



Figur 4 Resultat från analyser med EXAMINE2D visar att spänningsökningen på grund av kombination ökat djup och ökad utbrytning är avsevärd.
Figure 4 Results from EXAMINE2D modelling illustrate that the stress increase due to the combination of mining and depth is considerable.

Figur 4 visar att spänningsökningen, på grund av kombinationen av ökad utbrytning samt ökade in-situ spänningar, är avsevärd. Då materialet i modellen är linjärelastiskt uppstår aldrig något brott i den simulerade bergmassan. Följaktligen kommer spänningarna i modellen att gå mot oändligheten då brytningen i stor skala blir allt spetsigare, se figur 5.



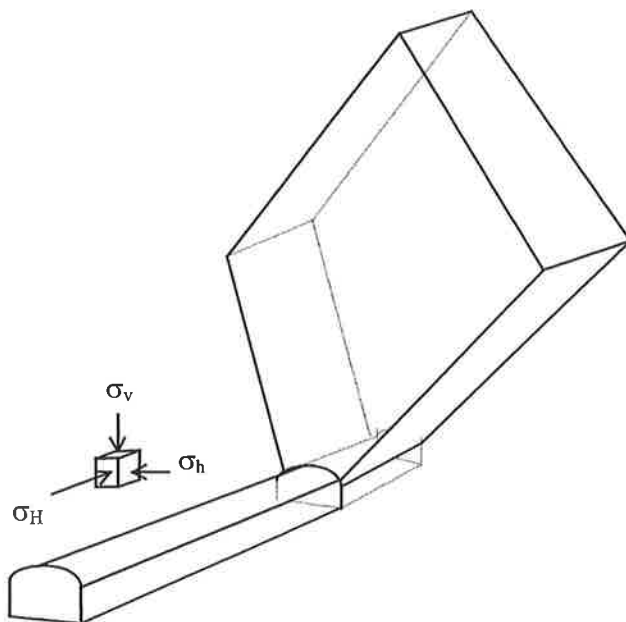
Figur 5 Ökad utbrytning leder till ökade spänningar på underliggande nivåer, då brytningsfronten mot djupet blir spetsigare.
Figure 5 Increased mining depth will cause high stresses at new future mining levels, since the mined out area will become more notch shaped.

I verkligheten kommer bergmassan att gå i brott vid olika spänningsnivåer beroende på de geologiska förhållandena i aktuellt område. Analysen indikerar dock att spänningsinducerade problem i framtiden kan uppstå på nivåer belägna långt nedanför aktuell brytningsnivå.

NUMERISK ANALYS AV SKIVRASBRYTNING

För att bedöma effekterna av de ökande spänningarna har spänningstillståndet kring brytningsfronten analyserats med EXAMINE3D (3D Boundary Element program), Curran (1995). På grund av gruvans storlek och svårigheten att korrekt representera rasberget har modellerna förenklats till generella analyser av enstaka orter samt påverkan från närliggande orter på samma nivå. Huvudsakligen har analysen fokuserat på att avgöra om och när en avlastning i brytningsfronten äger rum, då detta bedömts som mest kritiskt ur stabilitetssynpunkt.

Numerisk analys av skivrasbrytning kompliceras av den relativt komplexa brytningsgeometrin samt av det faktum att rasmassornas egenskaper är svårdefinierade i en numerisk modell. Spänningssituationen runt orterna beror på bland annat följande faktorer; avstånd till brytningsfronten, ortens läge i brytningsområdet, in-situ stress etc. I figur 6 visas här använd notation för spänningarna.

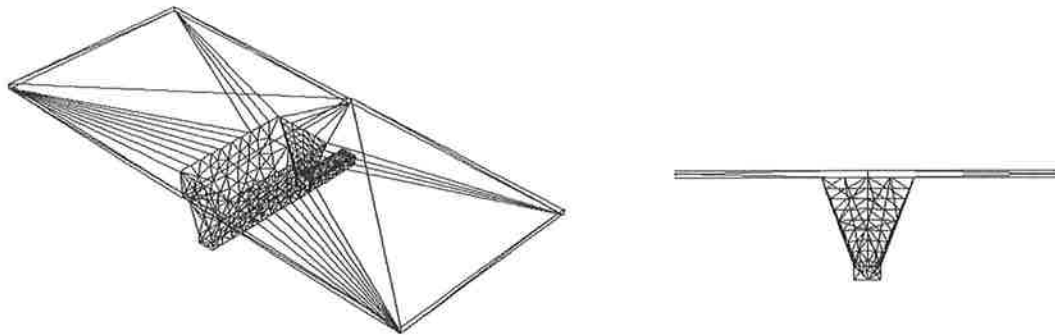


Figur 6 Schematisk illustration av brynet i skivrasbrytning med spänningskomponenternas riktning.

Figure 6 Schematic illustration of the drawpoint in sublevel mining with respect to the direction of the stress components.

Spänningsförändring på grund av brytning i en ort

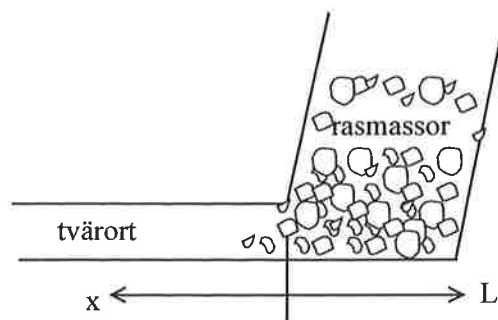
I figur 7 visas en av modellerna för analysen av enstaka orter. För att bestämma vilken effekt längden på det utbrytna området har på de tangentiella spänningarna i brytningsfronten har flera olika geometrier analyserats.



Figur 7 Modell i EXAMINE3D av en brytningsort
 Figure 7 EXAMINE3D model of one single opening

Längden på det utbrytna rummet har varierats från 2.5 m (minsta försättning) upp till 75 m, se figur 8. Två olika belastningsförhållanden har analyserats:

$$\begin{array}{ll} \sigma_h = 1 & \sigma_H = 0 \\ \sigma_h = 0 & \sigma_H = 1 \end{array}$$



Figur 8 Principskiss över utbruten längd (L) och avståndet till brytningsfronten (x).

Figure 8 Illustration of the mined out distance (L) and the distance (x) to the drawpoint.

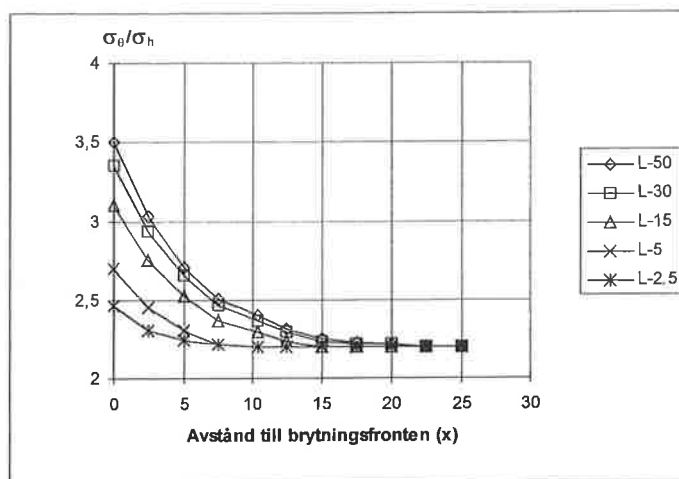
Om $\sigma_H = 0$, kan den tangentiella spänningen i taket vid brytningsfronten beskrivas med ekvation (2). Ekvationen är baserad på resultat som erhållits från numeriska analyser.

$$\sigma_\theta = 2.2 \cdot \sigma_h \cdot L^{0.12} \quad (2)$$

Om σ_H beaktas kommer detta att medföra att de tangentiella spänningarna reduceras och kan beskrivas med ekvation (3):

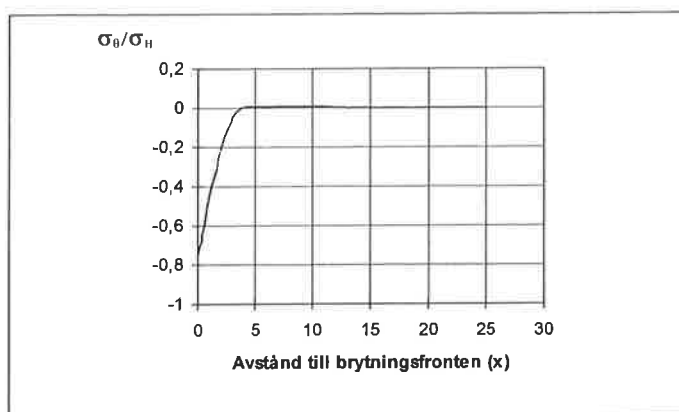
$$\sigma_\theta = 2.2 \cdot \sigma_h \cdot L^{0.12} - 0.75 \cdot \sigma_H \quad 1 < L < 50 \quad (3)$$

Figur 9 visar att även avståndet till brytningsfronten har stor betydelse på de tangentiella spänningarna i taket på orten.



Figur 9 Resultat från analyser med EXAMINE3D, $\sigma_h = 1$, $\sigma_H = 0$.
 Figure 9 Results from EXAMINE3D modelling, $\sigma_h = 1$, $\sigma_H = 0$. The graph shows the tangential stress concentration factor in the roof, as a function of the distance to the drawpoint.

I figur 10 är samma geometrier analyserade men med andra initialspänningar, $\sigma_h = 0$, $\sigma_H = 1$. Spänningsfördelningen är i princip oberoende av längden på det utbrutna området, varför endast kvoten mellan σ_θ och σ_H som en funktion av avståndet till brytningsfronten redovisas.

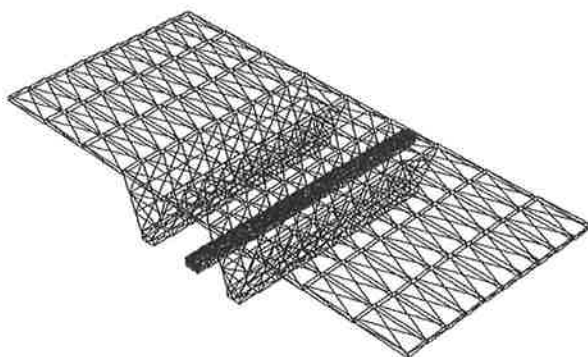


Figur 10 Resultat från analyser med EXAMINE3D, $\sigma_h = 0$, $\sigma_H = 1$.
 Figure 10 Results from EXAMINE3D modelling, $\sigma_h = 0$, $\sigma_H = 1$. The graph shows the tangential stress concentration factor in the roof, as a function of the distance to the drawpoint.

Som framgår av figur 9 och 10 är spänningsförändringarna störst inom 10 m från brytningsfronten. Med ökad utbrytningslängd ökar de tangentiella spänningarna i taket och risken för utfall på grund av avlastning är störst när produktionen i orten påbörjas.

Spänningsförändring på grund av brytning i närliggande orter

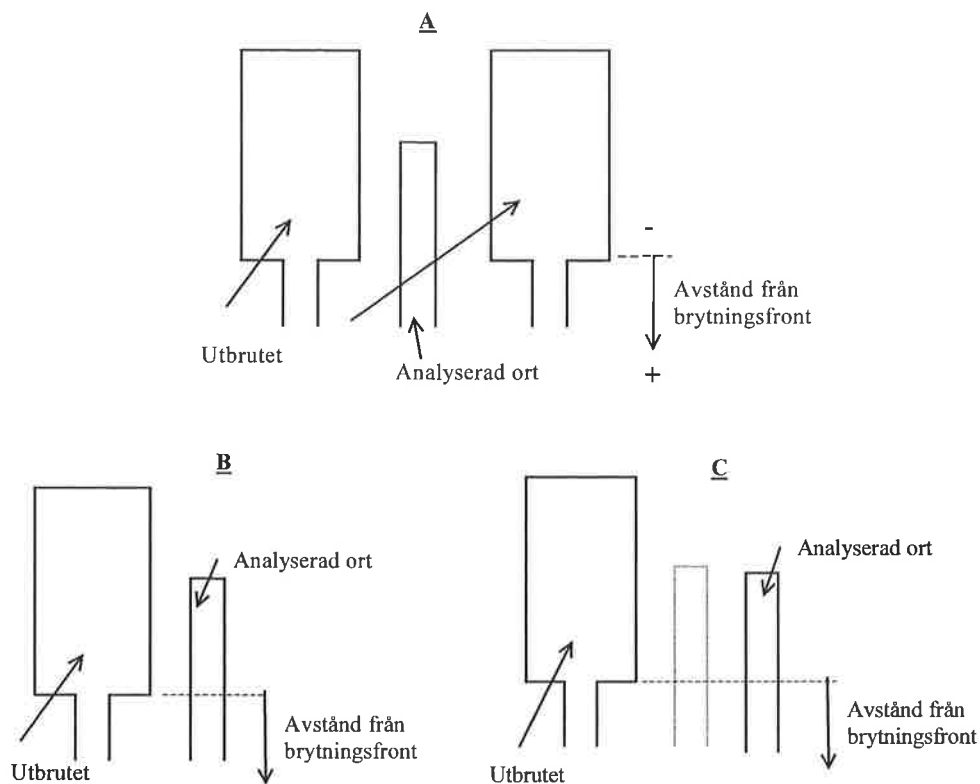
För att studera hur och när en ort påverkas av närbelägna orter har även i detta fall EXAMINE3D använts. Liksom fallet med en singular ort har flera olika brytningssekvenser analyserats. I figur 11 visas en utav de analyserade geometrierna.



Figur 11 Exempel på EXAMINE3D modell. Figuren visar en utav de geometrier som analyserats.

Figure 11 Example of an EXAMINE3D model. The figure shows the geometry of one of the multiple openings model.

I nästa exempel studeras σ_{θ} i taket på orter belägna enligt figur 12.



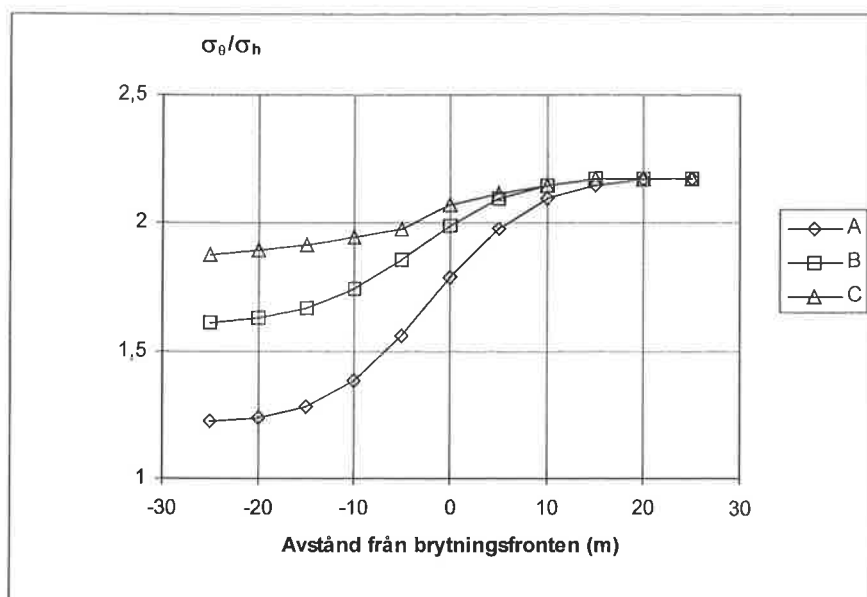
Figur 12 Principskiss över de numeriska modellerna som använts för att studera hur brytning i närbelägna orter påverkar spänningarna.

Figure 12 Illustration of the multiple opening models used to study how unmined drifts is affected by closely located, mined out drifts.

- A. en utbruten ort på respektive sida om den analyserade orten, 25 m avstånd.
- B. en utbruten ort på ena sidan om den analyserade orten, 25 m avstånd.
- C. en utbruten ort på ena sidan om den analyserade orten, 50 m avstånd.

Resultaten som redovisas i figur 13 visar att:

- utbrytningen i närbelägna orter orsakar en minskad inspänning i taket.
- brytningen påverkar kraftigt närmaste ort medan övriga orter påverkas marginellt.
- spänningarna i den studerade orten påverkas innan brytningsfronten i övriga orter befinner sig i jämnhöjd med studerad sektion.



Figur 13 Resultat från analys med EXAMINE3D, $\sigma_h = 1$, $\sigma_H = 0$. Kurvorna visar variationen av de tangentiella spänningarna i taket på orten på grund av närbelägen brytning.

Figure 13 Results from the EXAMINE^{3D} model, $\sigma_h = 1$, $\sigma_H = 0$. Variation in tangential stress, in the roof of the drift, due to closely located mining activity.

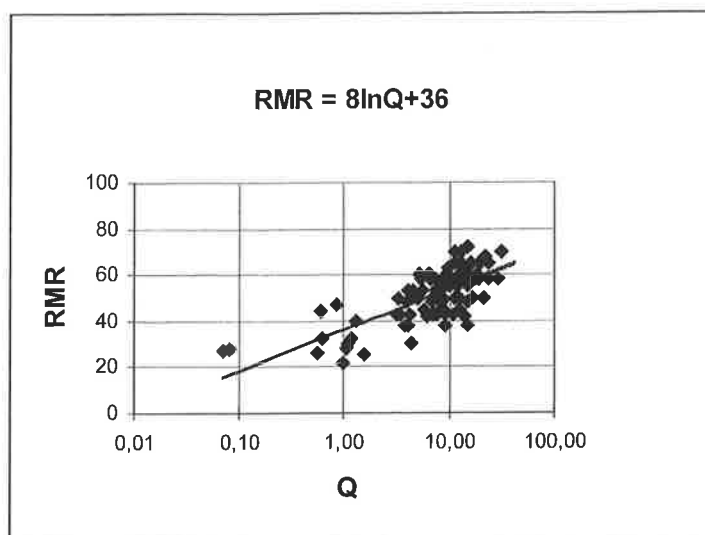
Genom att kombinera resultaten från analyser angående brytning i aktuell ort med analyser av påverkan från närbelägen brytning kan det konstateras att spänningsförhållandena i orten styrs av ett flertal faktorer. Om brytningen sker med en jämn brytningsfront, uppstår dragspänningar i taket vid brytningsfronten då $\sigma_H / \sigma_h > 3$.

KLASSIFICERING OCH FÖRSTÄRKNING

”Skivras 2000” området har klassificerats med hjälp av både Q- och RMR-systemet, Barton (1974) och Bieniawski (1984).

Klassificering i detta relativt komplexa geologiska område visar, som väntat, att berget är av sämre kvalitet vid malmkontakterna och nedsätts lokalt i malmen av kraftiga skölzoner.

Klassificeringen visar att Q- och RMR-systemet ger likvärdiga resultat. Korrelationen mellan systemen är illustrerad i figur 14.



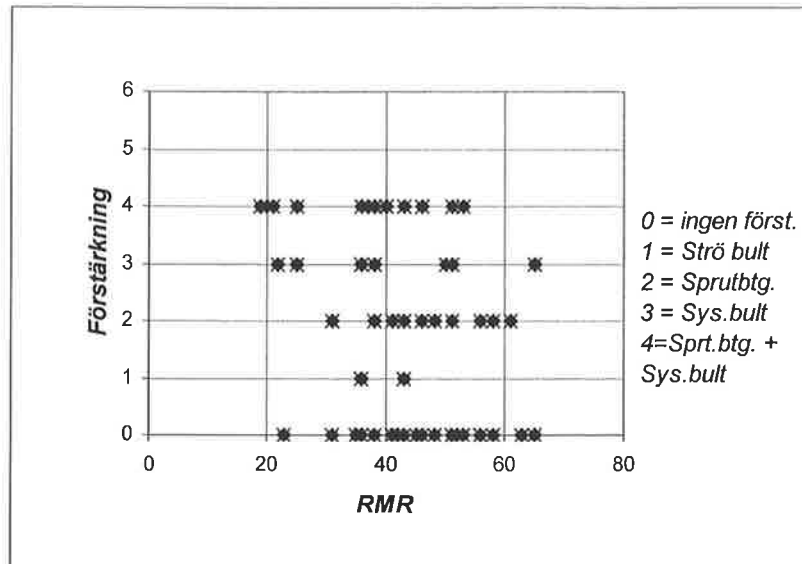
Figur 14 Korrelation mellan Q - och RMR -värden i "Skivras 2000" området.
 Figure 14 Correlation between Q - and RMR values in the "Skivras 2000" area.

Prognoserna för förstärkningen i gruvan baseras på förstärkningen som är installerad på ovanliggande nivå samt från kartering av borrhärdar. Detta betyder att för närvarande så finns det inte någon systematiskt klassificering baserad på förväntade stabilitetsproblem.

Huvuddelen av förstärkningen, ungefär 70%, installeras i samband med tillredningen av orten. Efter tillredningen inspekteras orterna för att avgöra behovet av kompletterande förstärkning. Genom att jämföra förstärkningsprognoser för "Skivras 2000" området med den verkliga förstärkningen kan det konstateras att korrelationen är mycket låg mellan de båda.

Figur 15 visar korrelationen mellan klassificerad bergmassa och installerad förstärkning i "Skivras 2000" området. Denna figur visar att typ och mängd förstärkning varierar avsevärt i en och samma typ av bergmassa. Denna variation kan bero på olika faktorer, men de mest troliga är:

- För mycket förstärkning installeras i bra berg.
- Valet av förstärkning sker på grundval av andra parametrar än de i RMR - och Q -systemet när förstärkning väljs.



Figur 15 Korrelationen mellan installerad förstärkning och RMR värde.
 Figure 15 Correlation between installed reinforcement and RMR rating.

Generellt så förekom det flera mindre blockutfall på tillredningsnivån närmast under brytningen. Större stabilitetsproblem uppstår ofta på grund av en dålig förstärkning av svaghetszoner och skölzoner. Detta beror på att zonen inte observerats alternativt ignoreras vid tillredningen, detta innebär att felaktigt alternativt ingen förstärkning appliceras kring zonen.

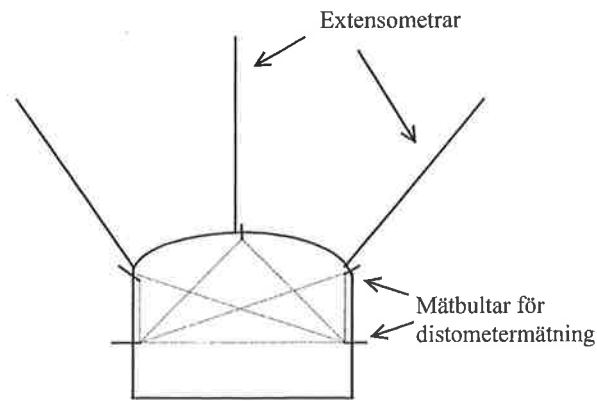
INSTRUMENTERING OCH MÄTNING

För att studera effekten av spänningsförändringarna utfördes deformationsmätningar och spänningsmätningar.

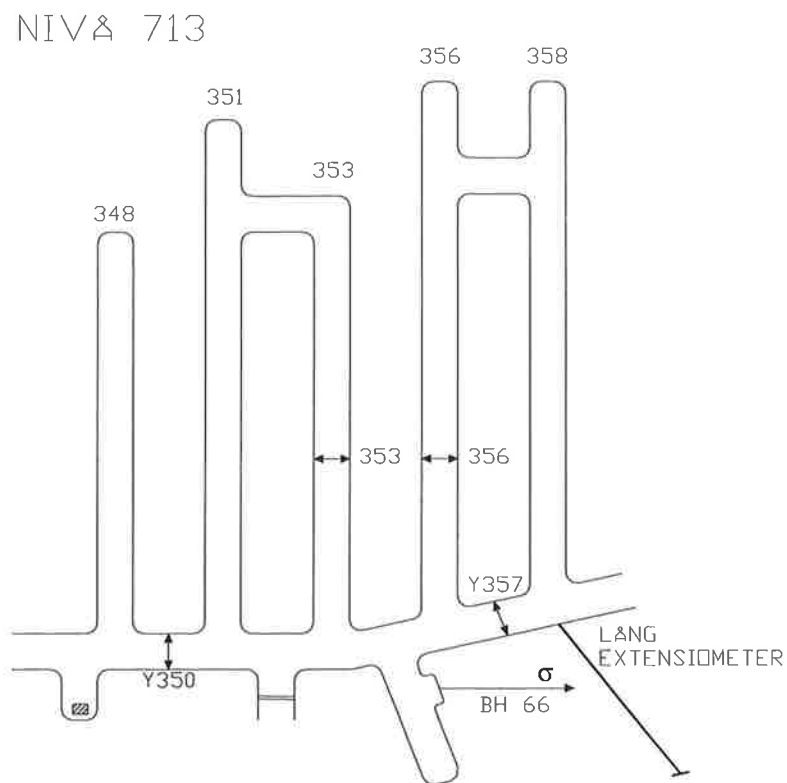
Deformationsmätningar

Deformationsmätningar utfördes med extensometrar och distometermätning i 9 olika sektioner, se figur 16. Fyra sektioner i "Skivras 2000" området på nivå 713 samt 5 sektioner rakt under "Skivras 2000" området, på nivå 740, se figur 17 samt 18.

Generellt visar mätningarna att deformationerna i mätsektionerna är små under mätperioden, med något större deformationer på nivå 740 än på nivå 713. Mätningarna visar inte på någon ökning av deformationerna när brytningen backar mot mätsektionen, för detaljer hänvisas till Lundman (1998).



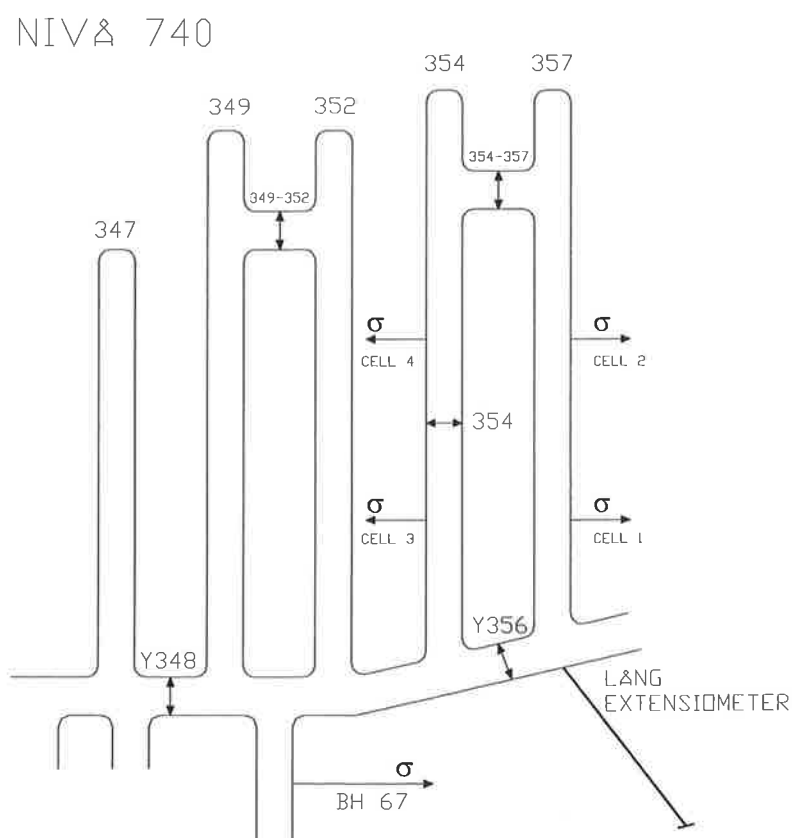
Figur 16 Principskiss på installerad utrustning för deformationsmätning.
 Figure 16 Principal layout of the installed instrumentation for deformation measurements.



Figur 17 Sektioner för deformationsmätning samt spänningsmätning i försöksområdet, "Skivras 2000" på nivå 713.
 Figure 17 Sections of instruments for deformation and stress measurements in the testarea, the "Skivras 2000" area at the 713 level.

Mätningarna samt skadekarteringen visar att omgivande bergmassa uppträder som ett diskontinuum. Vid de fåtal tillfällen som mätbara deformationer inträffade var dom alltid kopplade till sprickor eller andra svagheter i berget. Skadekarteringen visade också att mindre utfall i skölzonerna samt block förekom. Det kan alltså konstateras att med valda mätmetoder var det svårt att detektera de rörelser som uppstod i svaghetszoner alternativt diskontinuiteter.

Baserat på de små deformationerna och skadekarteringen beslutades att i provområdet bredda befintliga orter från 7 till ca 9 m bredd genom strossning. I två orter strossades väggarna successivt ut i 5 m sektioner framför brytningsfronten. De utstrossade orterna visade inga tecken på försämrad stabilitet jämfört med de orter som ej strossats.



Figur 18 Sektioner för deformationsmätning samt spänningsmätning 27 m under försöksområdet, "Skivras 2000" på nivå 740.

Figure 18 Sections of instruments for deformation and stress measurements 27 meters beneath the test area, the "Skivras 2000" area, the 740 level.

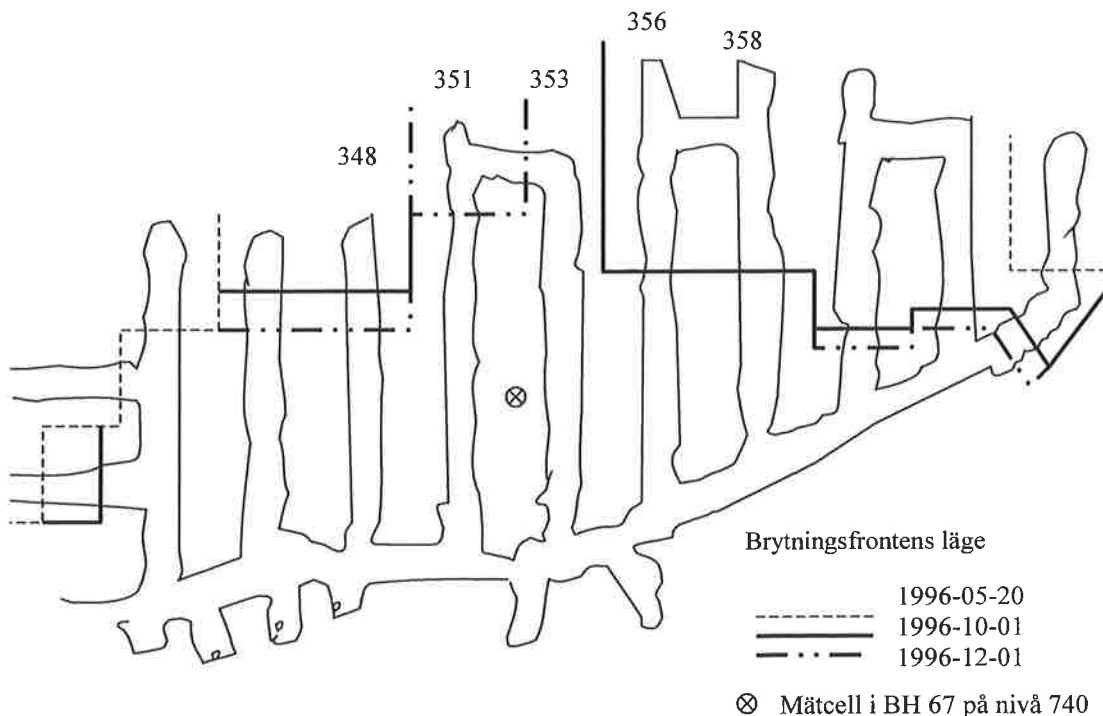
Spänningsmätningar

I Kirunavaaragruvan har spänningsmätningar utförts sedan 1970-talet. Den vanligaste metoden är, och har varit, överbörningsmetoder med "mjuka" triaxiella mätceller.

Under de senaste åren har huvuddelen av spänningsmätningarna i Kirunavaaragruvan utförts med LUT-cellen, Leijon (1988). Gemensamt med LUT-cellen har även CSIROs, Hollow Inclusion cell använts, Worotnicki och Walton (1976).

Spänningsmätningar vid "Skivras 2000" området

Brytningsfrontens läge vid olika tidpunkter på nivå 713 redovisas i figur 19.



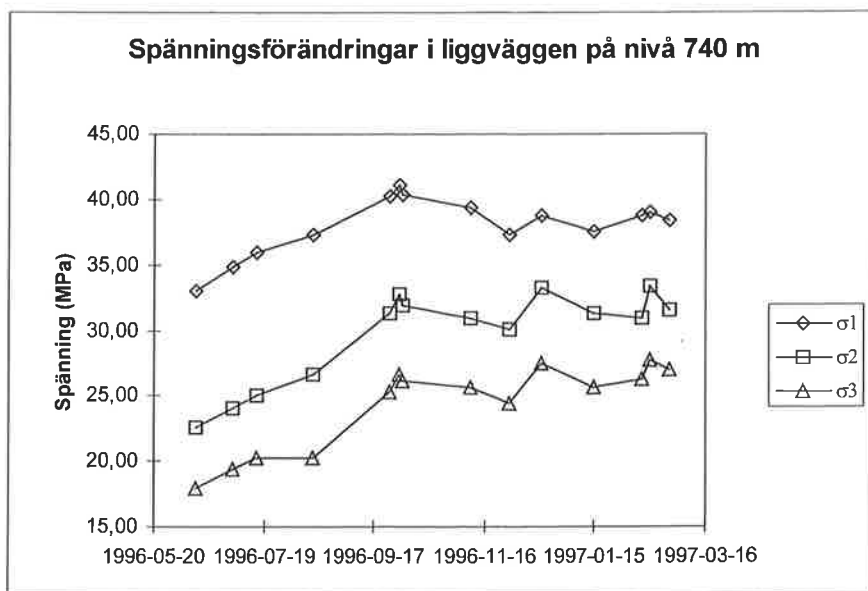
Figur 19 Brytningsfrontens läge vid olika tidpunkter, i "Skivras 2000" området.
Figure 19 The location of the mining front in the "Skivras 2000" area.

Som en del i uppföljningen av "Skivras 2000" området har spänningsmätningar utförts. Mätningarna har utförts dels som absolutbestämningar med LUT-cellen men även som övervakning med HI-celler. På nivå 713 har spänningarna bestämts och övervakats med HI-celler, se figur 17 BH 66. På grund av att övervakningscellen förstördes tidigt vid skyddsskrotning redovisas inte resultaten här.

På nivån 740, 27 m under aktuell brytningsnivå, utfördes spänningsmätningar. Absolutspänningarna bestämdes genom fyra mätpunkter i borrhål 67 på liggväggssidan. Övervakning med HI-cell utfördes i liggväggen, BH 67 men även i 4 andra borrhål i malmen se figur 18.

Spänningsförändringen har sedan beräknats som relativ förändring och som absolut förändring. Som framgår av figur 20 så ökar spänningarna när brytningen fortskrider mot mitten av "Skivras 2000" området.

När brytningen påbörjats i samtliga orter undantaget orterna 351 och 353 så upphör spänningsökningen i hängväggen på nivå 740. Vidare så kan riktningen på huvudspänningen sägas vara konstant under mätperioden medan lutningen på σ_1 minskar något, Lundman (1998).

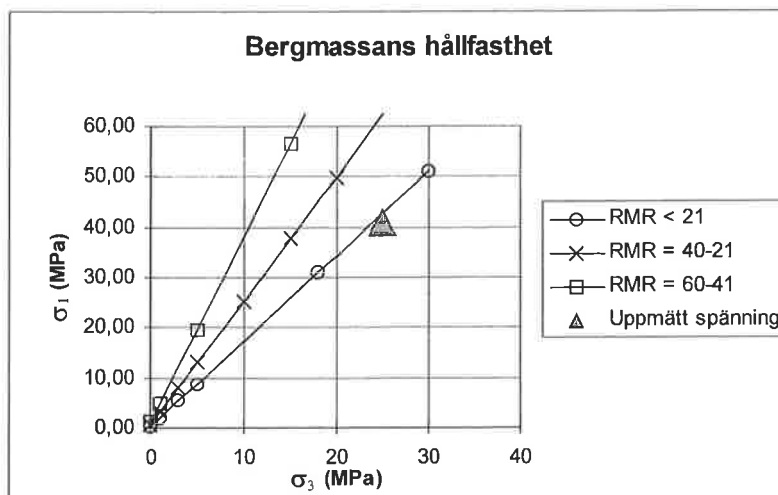


Figur 20 Absolut spänningsförändring på nivå 740, liggväggen.
 Figure 20 Absolute stress changes at level 740, the footwall.

Spänningsmätningen på nivå 740 indikerar en spänningsökning följt av en konstant alternativt minskande spänningsnivå. Spänningsökningen avtar när den relativa spänningsförändringen uppgår till 10 MPa, detta motsvarar en största huvudspänning, σ_1 i området på drygt 40 MPa samtidigt som minsta huvudspänningen, σ_3 är ca 25 MPa.

Observationer har gjorts av mindre blockutfall och ras i två av skölzonerna på samma nivå. Vid samma tidpunkt som spänningsökningen upphör observeras ett större utfall i en skölzon. Inte heller vid denna tidpunkt kunde några deformationer observeras i mätsektionerna.

Skadekarteringar tillsammans med spänningsmätningarna indikerar att bergmassan uppträder elastiskt-plastiskt. Toppvärdet på de uppmätta spänningarna skulle då motsvara hållfastheten på det svagaste berget, se figur 21.



Figur 21 Bergmassans hållfasthet för olika bergkvaliteter.
 Figure 21 Rock mass strength for different rock mass quality.

Kurvorna i figur 21 är beräknade genom Coulombs skjubrottkriterium (4):

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi + \sigma_3 (1 + \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (4)$$

Där

c = kohesion
 ϕ = friktionsvinkel

Rekommendationer från RMR-systemet används för att bestämma hållfasthetsparametrar, se tabell 1.

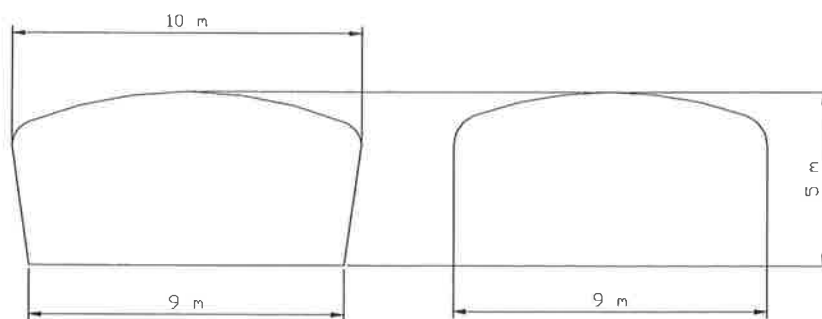
Tabell 1 Korrelation mellan RMR värde och bergmassans mekaniska egenskaper.
 Table 1 Correlation of RMR value and rock mass properties

RMR	60-41	40-21	<21
Kohesion (kPa)	300	200	100
Friktion (°)	35	25	<15

Resultatet indikerar att spänningen har överskridit bergmassans hållfasthet trots de små deformationerna. Det finns två möjliga förklaringar till detta något motsägande resultat. Antingen speglar deformationsmätningarna de bra bergets egenskaper alternativt ger mätcellen alltför konservativa mätvärden av det verkliga spänningsfältet.

Rekommendationer baserat på numeriska analyser samt fältförsök

Utifrån de numeriska analyserna samt fältförsöken utarbetades två nya förslag på ortlayout, se figur 22.



Figur 22 *Modifierad typsektion i orterna i Kirunavaaragruvan.*
Figure 22 *Modified drift cross section in the Kirunavaara mine.*

Den nya typsektionen är 9 m bredd, jämfört med 7 m tidigare. Genom den föreslagna ortprofilen antas rasflödet kunna fungera bättre då ett större svällutrymme skapas samt att utlastningen av malmen kan ske över en större bredd.

Den nya typsektionen provas för närvarande i 7 orter i Kirunavaaragruvan, Fjellborg (1999).

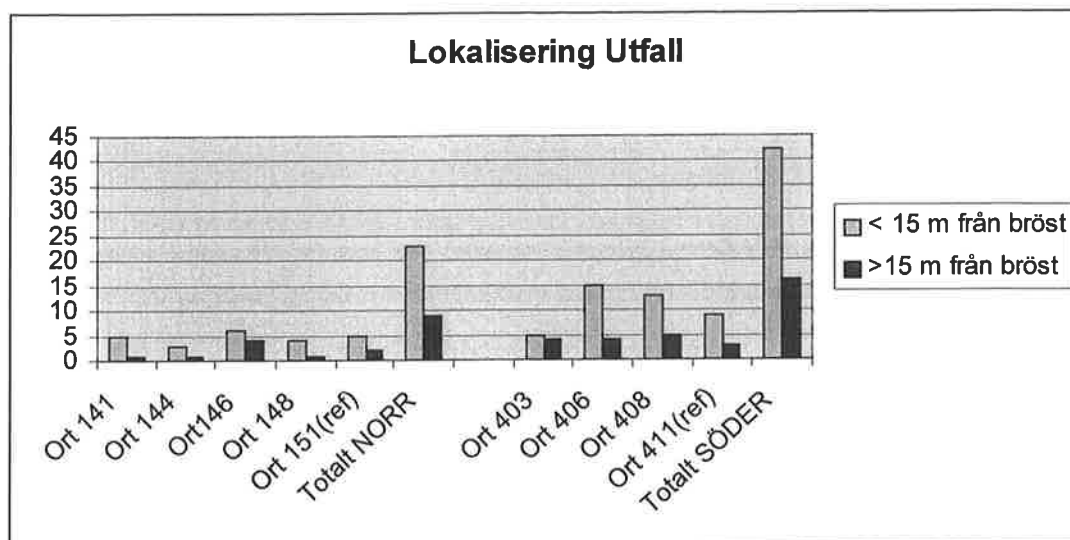
ERFARENHETER FRÅN DE NYA ORTERNA

4 orter har drivits i området Y14 nivå 765 samt 3 orter i område Y40 nivå 765. De provade orterna är ännu inte färdigutbrutna varför resultaten endast kan sägas vara preliminära.

I det förstnämnda området har berget bedömts som mycket dåligt med krosszoner och pyritgångar i varierande bredd. Berget var sämre än prognosticerat varför utfall i långsgående strukturer uppstod i början av tillredningen.

I området vid Y40 var berget storblockigt och generellt bra och tillredningen har fungerat utan några stabilitetsproblem.

Uppföljningen av utlastningen indikerar att utlastningsgraden är något högre för de bredare orterna. Vidare så har antalet utfall studerats, se figur 23.



Figur 23 Lokalisering av utfallen i försöksorterna.

Figure 23 Localisation of fall outs in the test drifts.

Som framgår ur figur 23 så är antalet utfall närmare brytningsfronten större för orterna i söder där berget är bättre. Även om underlaget är litet så är resultatet i linje med resultaten från de numeriska analyserna samt spänningsmätningarna. Detta betyder att på ökat brytningsdjup kan det ”bra” berget vara associerat med fler och större utfall på grund av större avlastade områden.

I projektet har det visats att en breddning av tvärorterna är möjlig i skilda geologiska förhållanden. Baserat på uppföljningen och utvärderingen av resultaten från försöken avgörs om de bredare orterna skall användas i framtiden och var i gruvan de kan komma att göra mest nytta.

REFERENSER

Barton, N. Lien, R. Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock mechanics, Vol. 6, no. 4, pp. 189-236.

Bieniawski, Z., T., 1984. Rock mechanics design in mining and tunneling. A.A. Balkema. ISBN 90 6191 530 9.

Curran, J. H. Corkum, B. T. 1991. EXAMINE^{2D} Version 3.1- Users manual Rock Engineering Group, University of Toronto, Canada

Curran, J. H. Corkum B. T. 1995. EXAMINE^{3D} Version 3.0 - Users manual Rock Engineering Group, University of Toronto, Canada

Fjellborg, S., 1999. SITT – en optimering av ortdrivningen i Kirunagruvan. Intern rapport LKAB, Koncept.

Leijon, B. 1988. Rock stress measurements using the LUT-gauge overcoring method. Ph.D. Thesis, 1988:66 D, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, Sweden.

Lundman, P. 1998. The effect of changing stresses on the stability of underground openings. Licentiate thesis 1998:13. Luleå university of technology.

Nyberg, U., Fjellborg, S., 2000, Ort drivning och skadezonsbedömning i LKAB:s Kirunagruva. Koncept

Worotnicki, G. Walton, R. J. 1976. Triaxial 'hollow inclusion' gauges for determination of rock stresses in situ. Proc. ISRM Symp. on investigation of stress in rock, Instn Engnrs Aust. Sydney, Supplement 1-8.

Wyllie, R.J.M. 1994. 21st century arrives early at Kiruna. Engineering & Mining Journal, Vol. 195, No. 10, October.

SUMMARY

The Kirunavaara mine in Kiruna is one of the world's largest iron ore producers with an annual production of 20 Mt/year. The Kiruna deposit is 4 km long with an average width of 80 m. The current mining method is large-scale sublevel caving with vertical sublevel intervals of 27 m. The transverse drifts (cross-section 7 x 5 m) are located at intervals of 25 m along strike.

Mining affects more or less, the stability of the rock in the vicinity of the drift. During the development of new levels the stress-situation is a function of the depth and previous mining above. When mining commences at a new level the stresses will be redistributed within the level. The stress situation in new deeper situated mining levels has been analysed with the 2D boundary element program, EXAMINE2D. The result show that the induced stresses increase considerably in magnitude, both due to the increased depth and the increased mined out area. Theoretically, the stresses should be infinitely high since the geometry of the mined out area will change from a rectangle shape to a triangle shape with a notch at the bottom.

To analyse the stress situation around a single opening as well as multiple openings the 3D boundary element program, EXAMIN3D, has been employed. The result shows that the position of the mining front within the drift, as well as the position of the mining front in closely located drifts govern the state of stress. Tension stress is induced in the drawpoint when the ratio between $\sigma_H/\sigma_h > 3$.

To get a better understanding of how the sublevel caving affects the stability of the drifts in different stages of mining, a test area named "Skivras 2000" was established. In the test area, deformation- as well as stress measurement was carried out. The deformations were generally small. The data do not indicate that the deformation increases, as the mining retreats towards the section where the instrument were installed. The stress measurement indicates that the state of stress is determined by the strength of the weakest rock within the area. This means that part of mine intersected by weakness zone will by less affected by tension stress during production.

It is a commonly accepted fact that changes in the geometry of the drift affect the flow of the ore. If the drift is wide and has a flat roof, the flow of the ore is improved, since the ore flow is spread out of the width of the drift. Due to the results from both numerical analyses and the field instrumentation a new wider drift is proposed. The width in the new drift is increased from 7 m to 9 m. At present mining is carried out in 7 new drifts. The new drifts are not yet mined out but preliminary results indicates that more fallouts have taken place in the drifts within the good rock. This seems to be due to the higher ratio of σ_H/σ_h in this part of the mine. Furthermore the extraction ratio seems to be increased.

BULTBESTÄNDIGHET – ERFARENHETER FRÅN FRIBORNING I MUSKÖTUNNELN

Durability of rock bolts – experiences from overcoring in the Muskö tunnel

Per Andersson, Vägverket Borlänge

Jan-Åke Åkesson, BERGAB

Marianne Lindström, BERGAB

INLEDNING

I takt med att olika undermarksanläggningar i berg åldras uppkommer frågor rörande kvaliteten på och beständigheten hos utförda förstärkningar. Muskötunneln, som ingår som en del i den fasta landförbindelsen till Musköbasen i Stockholms södra skärgård stod klar för militär trafik 1963 och året därpå öppnades vägen för allmän trafik. Tunneln erbjuder en unik möjlighet att undersöka 40 år gamla bergbultar som suttit i en aggressiv miljö - inläckande delvis bräckt vatten och en dålig ventilation med höga halter avgaser.

Tunneln som är ca 3 km lång har en bågformad sträckning från tunnelpåslaget vid Yxlö och över St Skramsö till tunnelpåslaget vid Muskö (figur 1). Som djupast ligger tunneln ca 65 m under havsytan med en läckvattenbassäng på nivån -72 m (figur 2). Tunnelarean är 37-40 m².

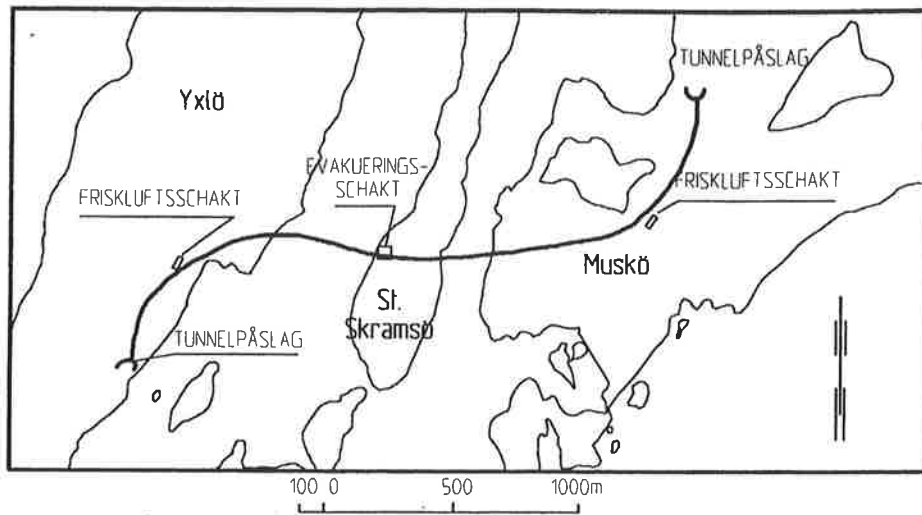
Berggrunden domineras av en grå gnejs eller gnejsgranit med nord-sydlig strykning som övertväras av flera diabasgångar. Tunneln passerar ett antal tektoniska zoner med nedsatt bergkvalitet. Flera av zonerna är starkt vattenförande. Minsta bergtäckning är ca 10 m.

I samband med de underhållsarbeten som utfördes i Muskötunneln under hösten -97 fanns en möjlighet att genomföra friborring av ett antal bultar för vidare undersökning av kvaliteten på bultstål och ingjutning.

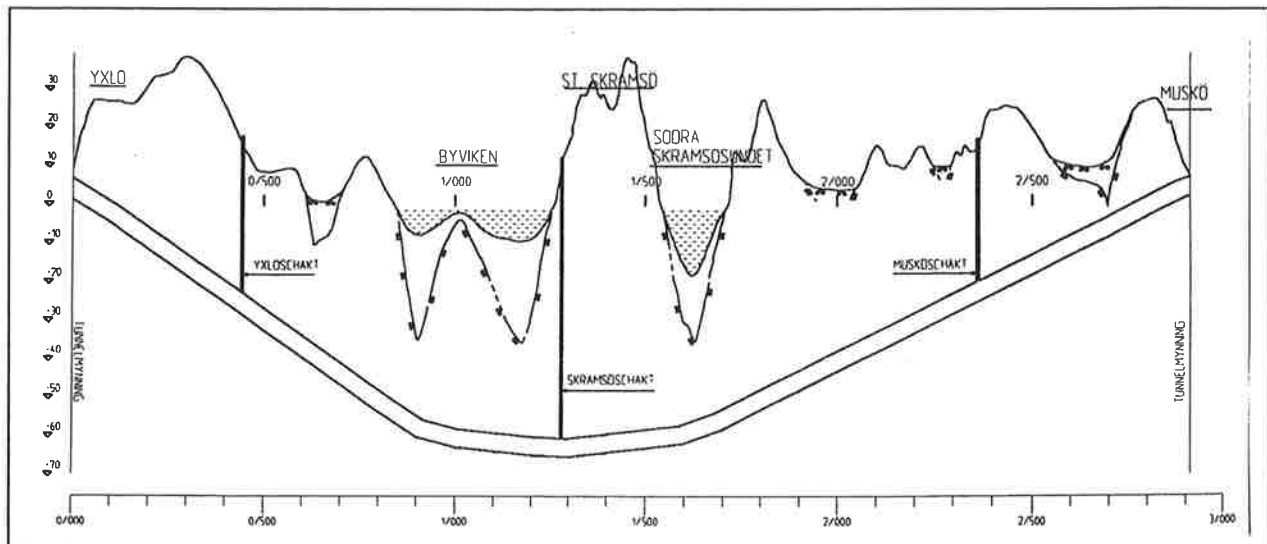
UTFÖRD FÖRSTÄRKNING

Allmänt

Muskötunneln sprängdes ut i början på 1960-talet. Huvuddelen av förstärkningen, som utgörs av en kombination av bergbult och sprutbetong, utfördes i samband med utsprängningen. Enligt uppgift har ingjutningen av den ursprungliga bultningen utförts med Perfo och SN-metoden. Tunneltaket är till övervägande delen förstärkt med oarmerad sprutbetong.



Figur 1 Muskötunnelns sträckning
The extension of the Muskö tunnel



Figur 2 Profil Muskötunnel
Profile of the Muskö tunnel

Noterade skador på sprutbetongförstärkningen

Under hösten 1995 utfördes en genomgripande inspektion av hela Muskötunneln. Resultatet av denna inspektion redovisades på Bergmekanikdagen 1998.

Vid inspektionen noterades några olika typer av skador på sprutbetongen. De vanligaste skadorna var dels en näst intill total avsaknad av cement i betongens ytskikt, dels ett stort antal ytor av varierande storlek inom vilka sprutbetongen var bom. Vid jämförelse från tidigare besiktning utförd 1985 konstaterades en fortgående och även accelererande nedbrytningsprocess av sprutbetongen.

Analyserade prover från sprutbetongen visar att cementsorten överensstämmer med ett standard Portlandcement.

Den främsta orsaken till den pågående nedbrytningen av sprutbetongen bedömdes vara urlakning. Utförda vattenanalyser visar ett samband mellan ökad frekvens av bompartier och vatten med en förmåga att bilda sekundära svällande produkter i vidhäftningszonen, det vill säga mellan berg och betong. Det finns även ett tydligt samband mellan sandiga partier och läckagevatten med svag till påtaglig kalkutlösande förmåga.

PROJEKTETS GENOMFÖRANDE

Urval av bultar

Urvalet av bultar för friborring baserades på resultaten från Boltometertester samt tunnelmiljö. I samband med den utförda inspektionen i Muskötunneln under 1995 utfördes Boltometertest på 61 st bultar i tunneln. Bultarna valdes slumpvis ut i avsnitt med bedömt olika förhållanden - "bra berg", läckande berg etc.

Bultarna klassificeras i fyra klasser, A-D. Vanligtvis betraktas bultar som godkända om de tillhör klass A eller B och underkända om de klassats som C eller D.

Resultatet av Boltometertestningen av de 61 bultarna framgår av tabell 1.

Tabell 1 *Resultat från Boltometertestningen 1995*
Results from the Boltometer survey in 1995

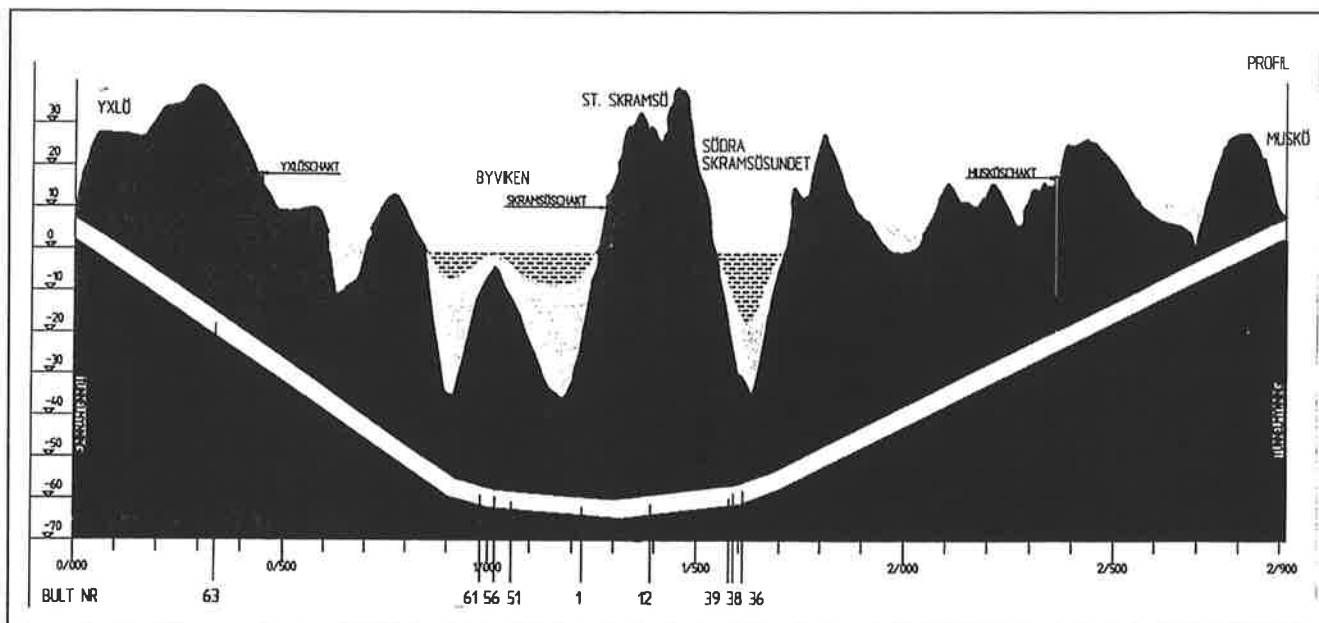
Klass	Antal	% av totala antalet
A	38 st	62 %
B	19 st	31 %
C	3 st	5 %
D	1 st	2 %

Den totala andelen underkända bultar uppgår således till ca 7 %. Vid friborrningen två år senare visade sig att den D-klassade bulten och en C-klassad bult är bristfälligt ingjutna upphängningsbultar. De ger således en sämre bild av förhållandena än vad som egentligen är fallet eftersom de felaktigt ingår i statistiken. Det kan heller inte helt uteslutas att en av de övriga C-klassade bultarna också är en upphängningsbult.

Med utgångspunkt från resultatet av Boltometermätningen 1995 skedde ett urval av 9 st bultar satta i olika miljöer i tunneln för friborrning för att kunna studera kvaliteten på bultstålet, ingjutningsbruket och det omgivande berget. Målsättningen var att friborra några av de sämst klassade bultarna (C-D) samt även några B-klassade bultar. Främst avsågs att friborra bultar satta både i torr och våt miljö i tunneln. Vidare avsågs att som jämförelse även friborra några bultar som klassats som godkända (A-B). Före friborrningen utfördes nya Boltometertester på de nio utvalda bultarna.

Bultarnas lägen i tunneln

En av de nio friborrade bergbultarna är vald ca 300 m från Yxlö i bra berg. Övriga åtta bultar är valda i tunnelns lägst liggande partier under Byviken och St Skramsö fram till Södra Skramsösundet där tunneln passerar några tektoniska zoner. Två av dessa bultar är monterade i berg med nedsatt eller något nedsatt kvalitet. De resterande sex bultarna är monterade i "bra berg".



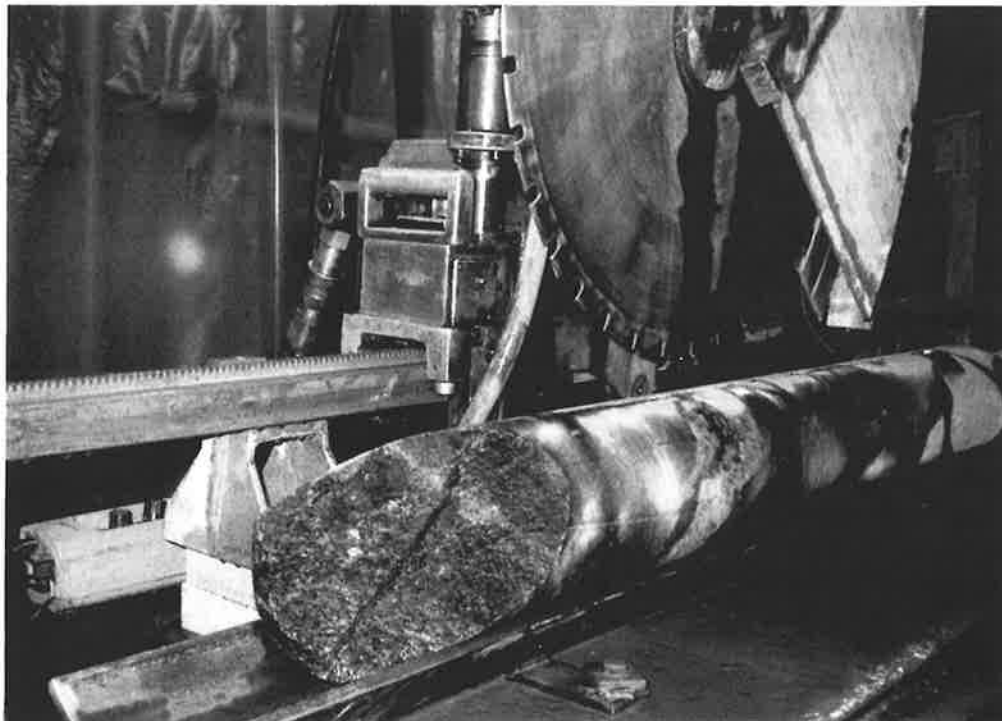
Figur 3 *Bergbultarnas lägen i Muskötunneln*
The position of the rock bolts in the Muskö tunnel

Friborrning, sågning och klyvning

Vid friborrningen monterades borrartrusningen på en mobil bygglift. Innan friborrningen påbörjades, monterades expanderbultar för fixering av borrartrusningen. På grund av de korta bultutsticken var det generellt svårt att bedöma bultens riktning. Bulten ligger därför oftast snett i själva borkärnan.

De friborrade kärnorna har en diameter på 160 mm.

Efter friborrningen sågades borkärnorna itu ner till bultstålet genom berget och ingjutningen (se figur 4). Två borkärnehälvor erhöles, en med bultstålet fastgjutet och en där bruket frilagts längs den skålformade grop som bildats där bultstålet suttit.



*Figur 4 Sågning av borkärna
Splitting of the core*

Kartering av borkärnorna

Borkärnorna karterades med avseende på bergarter och naturliga sprickor. Förekommande defekter i ingjutningen och tjockleken på bruket på ömse sidor om bultstålet noterades också liksom korrosion av bultstålet.

För att få svar på om det skett någon omvandling av ingjutningsbruket och om i så fall ingjutningens beständighet förändrats skickades några prover av ingjutningsbruket till CBI för analys. Proverna analyserades med hjälp av svepelektronmikroskopi med EDS utrustning (SEM), stereomikroskop och röntgendiffraktometer (XRD).

Som exempel på kartering redovisas nedan en av de nio bultarna – bult nr 36. Figur 5 är ett foto av den aktuella bulten med ett detaljfoto av hål i ingjutningsbruket. Figur 7 visar redovisningen av karteringen i skala 1:10 av samma bult med tillhörande beteckningar (figur 6). I figur 7 är det svårt att urskilja hålen i ingjutningsbruket. På originalritningen framträder däremot hålen tydligt eftersom de redovisas med röd färg.

Beskrivning av bult nr 36

Borrkärnan är tagen under St Skramsösundet och bergarten utgörs av slirig gnejsgranit. Tunneln är ”relativt tät” i närheten av bulten. Område med sandig sprutbetong noterades ca 2 m från bulten vid den utförda tunnelbesiktningen 1995. Enligt tidigare utförda vattenanalyser har grundvattnet inom denna del av tunneln en såväl kalkutlösande förmåga som förmåga att bilda reaktionsprodukter med betong.

Bulten är ingjuten enligt SN-metoden. Bruket är ett ”ordinärt injekteringsbruk”. Den friborrade längden är 2.54 m. Borrålet är böjt den första halvmeteren. Bultstålet ligger därför an mot den ena sidan av borrhålet i början. Bultstålet ligger snett i förhållande till den friborrade kärnan.

Bruket har delvis fallit bort vid klyvningen av borkärnan, vilket tyder på dålig vidhäftning. Sannolikt finns en längsgående mindre hålighet i ingjutningsbruket längs i stort sett hela bultens längd. Trots dessa brister saknar bultstålet korrosionsangrepp.

Rester av cementbruk finns delvis kvar på bulten. Detta har tydligen givit ett tillräckligt skydd för att bulten skall bli klassad som godkänd vid utförda Boltometertester.

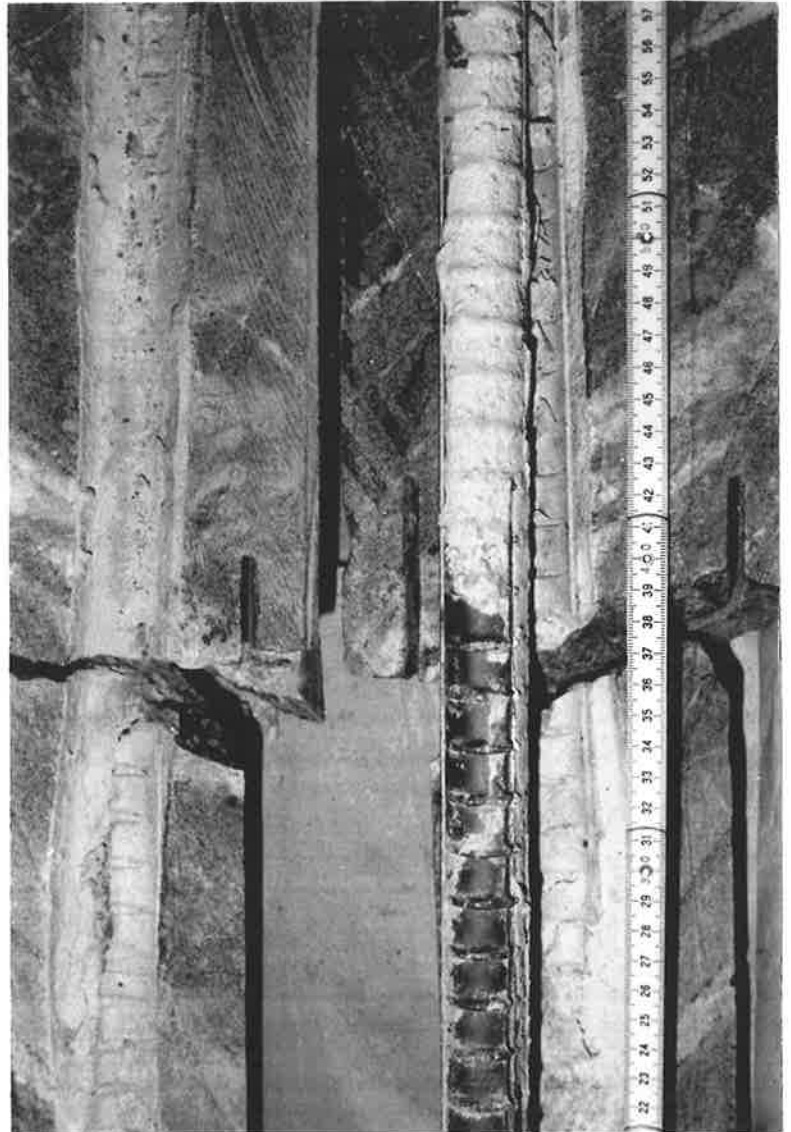
Den kemiska analysen visar att bruket generellt har urlakats på kalcium (5 vikt% CaO). Urlakningen är störst nära bultstålet ca 15 %. Sulfater (ettringit) har även urlakats från bruket, vilket är vanligt då ettringit är instabil i miljöer med ett pH-värde <10.

På anläggningsytan mot bultstålet har kalcitbildning skett. Anläggningsytan mot berg visar däremot en tydlig kalciumurlakning och en klar Fe-anrikning.

Bruket beskrivs som ”poröst och dammig”. Enligt den kemiska analysen har bruket en för ingjutningsbruk normal cement/ballast fördelning (ca 1:1) och en normal kornstorleksfördelning på ballasten. Resultaten från analysen indikerar dålig vidhäftning mellan bruk och bultstål/berg vilket i sin tur indikerar en nedsatt verkan hos bulten. Urlakning och bildning av sekundära produkter kan fortsätta, vilket kan få till följd att bulten helt mister sin verkan.



HÄLRUM



HÄLRUM


Figur 5 Foto, bult nr 36
Photo, rock bolt No 36

BETECKNINGAR

KARTERING

BERGARTER

 Gnejsgranit (vanligaste bergarten, markeras ej med raster)

 Gnejs (vanligaste bergarten på Angeredskärnan, markeras ej med raster)

 Pegmatit

 Amphibolit

 Amphibolitsliror

TEKTONIK

 Spricka

 Sprickfyllnad;
kalcit, klorit, lera
Ca, Cl, L

ÖVRIGT

 Bult

 Ingjutningsbruk

 Hål i ingjutningsbruket

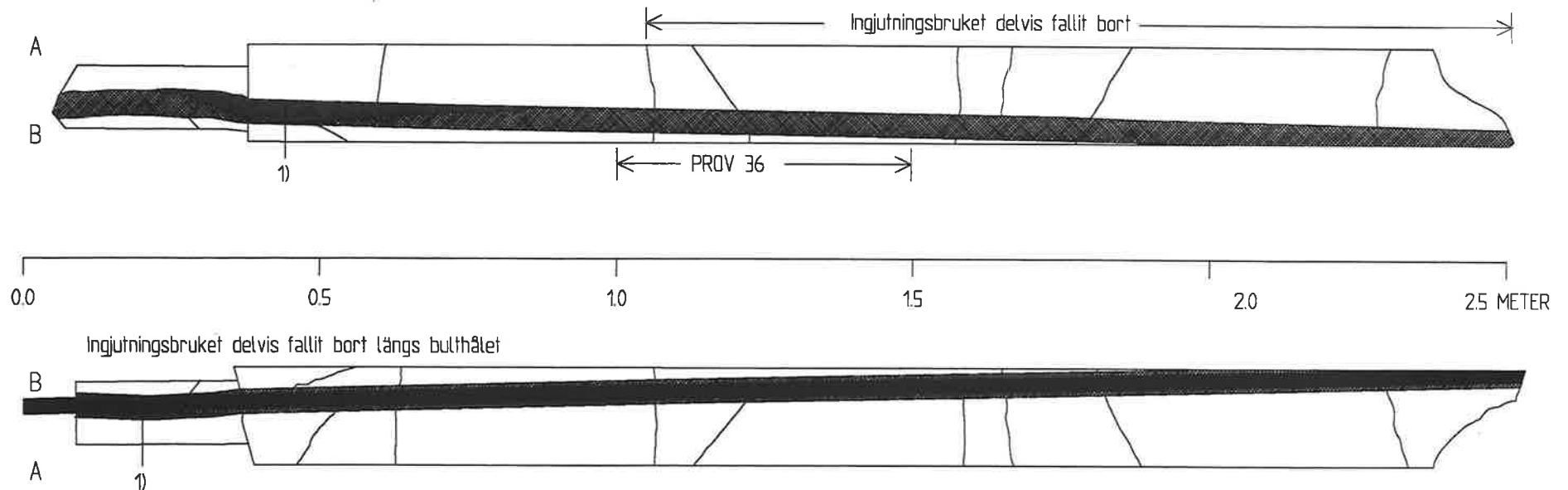
 Sprutbetong

REC	ANT	REGISTRERINGEN AVSER	SIGN	DATUM
 Berggeologiska Undersökningar AB Stoppgatan 15 416 64 GÖTEBORG Telefon 031-803090		VÄGVERKET Avdelningen för Bro och Tunnel Beständighet hos ingjutna bergbultar Kartering av friborrade bultar Beteckningar		
		SKALA		
RT	HANDL AV	UTF	RITNINGSSÄLNING	REG
LO	M. Lindström	400.879	1	
GÖTEBORG 1998-05-15				

Figur 6 Beteckningar
Legend

BULT NR 36, MUSKÖTUNNELN
INGJUTEN KAMSTÅLSBULT Ø 25 mm
Sektion 1/618

BETECKNINGAR SE RITNING NUMMER 1



FÖRKLARINGAR

De markerade hålen utgör sannolikt ett långt sammanhängande hål längs hela bultstålet. Hålet ligger bitvis under själva bultstålet och syns därför inte.

1) Långt hål med kalcitutfällning

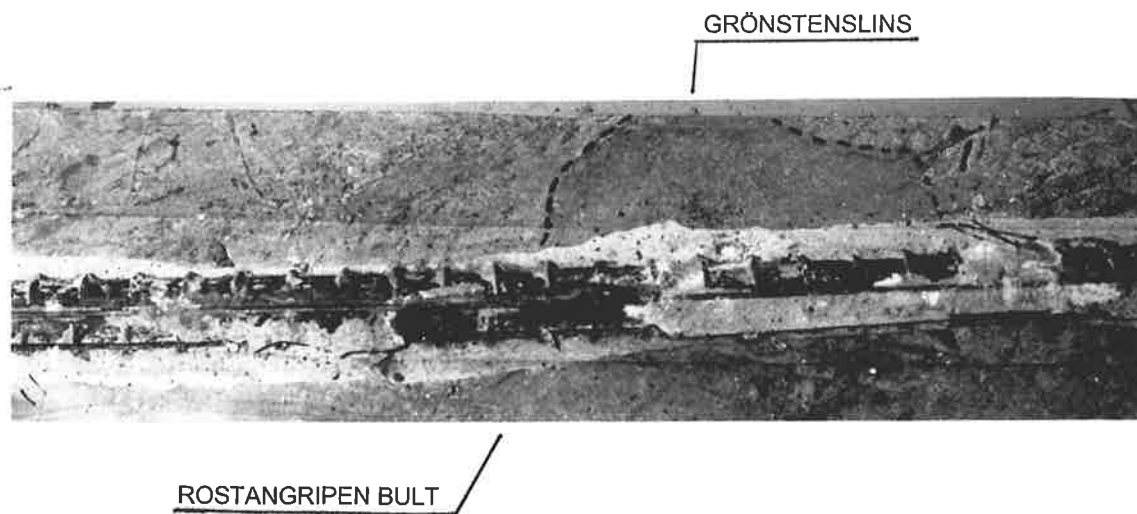
REG	ANT	REGISTRERINGEN AVSER	SIGN	DATUM
		VÄGVERKET		
Berggeologiska Undersökningar AB Stampgatan 15 416 64 GÖTEBORG Telefon 031-803080		Avdelningen för Bro och Tunnel		
RIT LO		Beständighet hos injutna bergbultar		
GÖTEBORG 1998-05-15		Kartering av friborrade bultar		
		Bult nr 36		
		Muskötunneln		
			SKALA 1:10	
		UTT	RITNINGNUMMER	REG
		400:879	4	

RESULTAT

Totalt 9 st bultar har friborrats i Muskötunneln. Av dessa var två stycken av typ korta upphängningsbultar utan eller med mycket liten ingjutning. Övriga sju bultar var av typ helt ingjutna. En av dessa sju var utförda med Perfometoden medan övriga sex bultar var utförda med SN-metoden.

Troligen är samtliga bultar monterade i samband med utsprängningen av tunneln. De två korta upphängningsbultarna monterades sannolikt för upphängning av t ex kablar, ventilationsrör etc.

Trots den relativt höga åldern och den aggressiva miljön uppvisar endast en bult – bult nr 61 - rostskador. Rostangreppet är endast av ytlig karaktär. Av den kemiska analysen framgår att bruket i just denna bult inte är ett kommersiellt ingjutningsbruk. Bruket har nedsatt beständighet vilket medfört ökad möjlighet till fukttransport och mindre god vidhäftning. I anläggningsytan mot berg har en betydande vittring/kalciumurlakning och magnesiumomvandling skett av cementpastan i bruket. I anläggningsytan mot bultstålet har en mindre kalcitbildning skett. Vid den rostiga delen av bulten finns en mjuk, vittrad grönstenslins (se figur 8). Klorit har noterats som sprickfyllnad, vilket kan vara orsaken till de lokalt noterade höga magnesiumhalterna i grundvattnet.



Figur 8 Bult nr 61 med ytligt rostangrepp
Rock bolt No 61 with surface corrosion

I flera av borrhärnorna noterades hål i ingjutningsbruket vilka bedömts som brister vid ingjutningen (figur 7). Hålen är av varierande storlek – från några millimeter till hål längs hela bulten. I de flesta fall finns tunna rester av bruk kvar på bultarna. De noterade bristerna vid ingjutningen har inte medfört några rostangrepp. Anmärkningsvärt är att även de två upphängningsbultarna som inte alls varit ingjutna, ej heller uppvisar några korrosionsskador.

I flera av bultarna har urlakning och bildning av sekundära produkter skett i ingjutningsbruket. Dessa processer påminner om de som konstaterats vid inspektion av sprutbetongen i Muskötunneln 1995. Urlakningen och bildningen av sekundära produkter medför att vidhäftningen mellan berg/bruk och mellan bruk/stål nedsätts. Detta kan på sikt medföra att bultens tänkta förstärkande effekt upphör. Detta förhållande torde vara det allvarligaste hotet mot bultarna.

Resultaten av undersökningen kan sammanfattas i nedanstående tabell. Med ”typ av bruk” avses den bedömning som gjorts utifrån den kemiska analysen avseende brukets sammansättning. Typ 1 innebär ett ordinärt ingjutningsbruk med en normal cement/ballast fördelning (1:1) och en normal kornstorleksfördelning på ballasten. Typ 2 innebär ett ”hemmagjort” bruk med tendens till vattenseparation. Med ”vidhäftning” avses den bedömning som gjorts på grundval av karteringen och den kemiska analysen avseende vidhäftningen mellan berget/bruket respektive bruket/stålet.

Tabell 2 Resultat av undersökningen
Results from the inspection

Bult nr	Bult	Typ av bruk	Vidhäftning	Boltometer 95/97	Rost på bultstål	Ingjutningskvalitet	Anmärkning
1	Oingjutet kamstål	-	-	D/C	Oxiderad	Ingen ingjutning	Upphängningsbult
12	Ingjutet kamstål	Typ 1 ¹⁾	Viss urlakning	B/B	Nej	Flera små hål i bruket	
36	Ingjutet kamstål	Typ 1	Nedsatt	B/B	Nej	Bruket delvis fallit bort. Troligen hål längs hela bulthålet	
38	Ingjutet kamstål	Typ 1 ¹⁾	Viss urlakning	C/D	Nej	Trol. hål längs hela bulthålet + småhål	Ändeko vid Boltometertest
39	Oingjutet kamstål	-	-	C/C	Oxiderad	Ingen ingjutning	Upphängningsbult
51	Ingjutet kamstål	Typ 1	Viss urlakning	B/B	Nej	2 hål 0.1-0.5 m (ev 1 större hål)+småhål	
56	Ingjutet kamstål	Typ 1	Viss urlakning	B/A	Nej	Troligen hål längs hela bulthålet	Rostfläckar i bruket, stål intakt
61	Ingjutet kamstål	Typ 2	Nedsatt	B/A	Ja ytligt	Flera stora hål	Rost ej gett utslag vid Boltometertest
63	Perfobult	Typ 1	God	A/A	Nej	God	

¹⁾ Ej analyserat

SAMMANFATTNING OCH SLUTSATSER

Resultatet av friborrningen, karteringen och de kemiska analyserna kan sammanfattas på följande sätt:

- bultstålen är intakta, trots vissa mindre defekter i ingjutningsbruket
- urlakning och bildning av sekundära produkter i ingjutningsbruket nedsätter vidhäftningen mellan berg/bult och mellan bruk/stål
- urlakning och bildning av sekundära produkter i ingjutningsbruket bedöms vara ett viktigt hot mot bultarnas funktion.

Följande slutsatser kan dras:

- det är viktigt att bultar av aktuell bulttyp monteras i torra hål så att:
 - ingjutningen blir fullgod från början
 - urlakning/bildning av sekundära produkter förhindras
- ingjutningsbrukets kvalitet och den omgivande miljön är viktiga parametrar för bergbultars beständighet.

UPPFÖLJNING

Den noterade urlakningen och bildningen av sekundära produkter bör studeras ytterligare. Det är t ex viktigt att konstatera om de beskrivna processerna fortgår och om således bultarnas funktion så småningom upphör.

I Tunnel 99 har införts riktlinjer och krav för bultsättning. Den föreslagna uppföljningen avser leda fram till om kraven ytterligare bör skärpas/revideras.

SUMMARY

The Muskö subsea road tunnel on the east coast of Sweden was constructed in the early sixties. The reinforcement consists of a combination of fully grouted rock bolts and shotcrete. The Muskö tunnel offers an unique opportunity to study the long-term effects on shotcrete and bolts after 40 years in an aggressive environment. In 1995 it was obvious that the negative effects on the shotcrete, caused by the leakage of brackish seawater had increased during the last centuries. The most commonly observed effects were an almost total lack of cement in the surface layer of the shotcrete as well as a reduced adhesive capacity.

Two years later when restoration of the shotcrete took place, overcoring of nine fully grouted rock bolts was executed to inspect the durability of the old bolts in the tunnel. The selection of rock bolts for overcoring were based on results from a Boltometer survey conducted on 61 bolts in 1995 together with the leakage conditions in the tunnel. Before the overcoring took place, a new Boltometer survey of the nine rock bolts was carried out. The core diameter is 160 mm. After splitting the cores into two halves, inspection was carried out with regard to quality of the grouting and corrosion of the bolt steel as well as the rock type and fractures. Specimens from the grout were analysed in a laboratory.

Despite the great age, the steel bolts were intact in all cores but one where a small corrosive attack on the surface of the bolt steel was observed. The laboratory tests revealed that this particular bolt was grouted with a special grout described as "non-commercial", while the other investigated bolts were mounted with an "ordinary commercial grout".

The inspection of the cores, from the overcoring, revealed bad adhesive capacity, which was later verified by the laboratory tests. The chemical analyses showed that Ca-leaching had occurred in the grout close to the rock while calcite was found close to the bolt steel. Secondary minerals have also been identified. These observed chemical processes in the grout surrounding the rock bolts, which remind of the effects of the shotcrete in the tunnel, cause a decreasing adhesive capacity. In the long run the consequences of these processes are very serious for the long-term function of the reinforcement.

REFERENSER

- 1) Muskötunneln - Världens första biltunnel under havsytan i oinklätt berg. VÄGVERKET - Region Stockholm, Stockholm 1993.
- 2) VÄGVERKET - Region Stockholm, Muskötunneln - Bergteknisk besiktning med förslag till åtgärder. BERGAB, Göteborg 1996.
- 3) VÄGVERKET - Region Stockholm, Muskötunneln - Boltometermätning. BERGAB, Göteborg 1996.
- 4) Bergman R, Ellison T, Åkesson J-Å, (1998), Skadad sprutbetong i Muskötunneln – Bakgrund, skadetyper, orsak och åtgärder. Bergmekanikdagen 1998, SveBeFo.
- 5) VÄGVERKET – Avdelningen för Bro och Tunnel, Beständighet hos ingjutna bergbultar. BERGAB, Göteborg 1998.

BULTBESTÄNDIGHET – VERIFIKATION AV TVÅ KLASSIFICERINGS- SYSTEM MED ASEENDE PÅ MILJÖKORROSIVITET

Durability of rock bolts – Verification of two classification systems with regard to the corrosivity of environments

Chunlin Li
Luleå Tekniska Universitet

INLEDNING

Stålbultar används i stor omfattning för bergförstärkning. De feta bultar är tillverkade av vanliga kolstål på grund av ståls höga draghållfasthet. Kolstål kan dock riskera att rosta i aggressiva miljöer. Om bultar rostar reduceras deras bärförmåga. Därmed tvingas man ibland att utnyttja antingen dyrbara bultar tillverkade av särskilt stål t ex rostfritt stål eller ytbehandlade bultar i mycket aggressiva miljöer. Det är och kommer fortsätta att vara en trend att använda vanliga kolstålbultar för bergförstärkning. I detta fall behövs någon metod att bestämma bultars beständighet i givna miljöer. Det förväntas att metoden kan beskriva hur snabbt bultars bärförmåga reduceras på grund av korrosion och hur lång tid det tar för bultarnas bärförmåga att hamna inom intervallen för tillåtna gränsen i en given miljö. En sådan metod borde innehålla klassificeringssystem för miljökorrosivitet och förhållandet mellan bultarnas bärförmåga och tid (dvs korrosionsmängden på bultarna).

Under 1994 startade Atlas Copco Rock Drills AB ett särskilt projekt om bultkorrosion. Syftet med projektet var att undersöka bultars korrosion i underjordsmiljöer samt utröna de huvudfaktorer som påverkar bultars korrosion. Arbetet genomfördes i huvudsak genom litteraturstudier. Två klassificeringssystem utvecklades för miljökorrosivitet, en (system I) för vattenförande bergmassor och det andra (system II) för atmosfäriska miljöer (Li och Lindblad, 1995). De två systemen föreslogs i helhet på basis av litteraturstudierna med verifiering av mycket liten datainsamling från Kirunasgruvan och Glödbergstunneln. Därmed behöver de verifieras i varierande fältmiljöer.

Inom SveBeFos ramprogram för 1997-99 ingår bultsystems beständighet som ett särskilt projekt. Första etappen av projektet syftar till att verifiera de två klassificeringssystemen genom bultinspektioner i fält. Artikeln ska redovisa resultatet av arbetet som genomfördes i den första etappen. Fältstudier genomfördes i programmet inkluderade tre svenska gruvor och tre civila tunnlar. Rostade bultar i varierande åldrar fotograferades och temperatur och relativ fuktighet i gruvorter och tunnlar mättes. Vattenprover samlades från fälten och analyserades senare med bärbar mätutrustning. Med hjälp av mätdata klassificerades de besökta områdena enligt de två klassificeringssystemen. Sedan jämfördes klassificeringen med rostningsgrader av bultarna. Det har

visat sig att system I ger en rimlig korrosivitetsklass för en given miljö, men att system II inte är tillräckligt känslig att skilja på olika atmosfäriska miljöer. Därmed föreslogs en modifierad version av system II.

KORT BESKRIVNING AV KLASSIFICERINGSSYSTEMEN

Genom en grundlig litteraturstudie valde Li och Lindblad (1995) ut några viktiga parametrar som påverkar bultars korrosion och utvecklade två klassificeringssystem med en poängsättningsmetod lika den som användes för den tyska standarden (DIN 50 929, 1985). Den första systemet benämns som system I som är för vatten-förande bergmassor och den andra benämns som system II som är för atmosfäriska miljöer.

System I för vattenförande bergmassor

Det här klassificeringssystemet gäller en bergmassa som innehåller vatten. Sex parametrar används i systemet. Tre av dem är relaterade till vatten, vilka är pH värdet, syrehalt och resistivitet av vatten. De kallas huvudparametrar därför att de avgör korrosionens intensitet. De resterande parametrarna, vilka är temperatur och bergmassans kvalitet samt kalcitutfällning på bultar, kallas influerande parametrar. Temperatur respektive kalcitutfällning på bultar kan öka eller minska hastigheten av bultarnas korrosion. Bergmassans kvalitet, särskilt sprickor i bergmassan, bildar kanaler för vattenföring och ökar därför potentialen till att bultar korroderar. Likt den tyska standarden poängsätts alla parametrarna förutom kalcitutfällningen. Indexet W_{sat} erhålls genom följande beräkning:

$$W_{\text{sat}} = (N_{\text{pH}} + N_{\text{O}_2} + N_{\text{R}}) \times K_{\text{t}} \times K_{\text{Ca}} \quad (1)$$

där W_{sat} = index för miljöns korrosivitet, N_{pH} = poäng för pH värdet,
 N_{O_2} = poäng för syrehalt, N_{R} = poäng för resistiviteten,
 K_{t} = faktor för temperaturen och K_{Ca} = faktor för kalcitutfällningen.

Poängsättning av enskilda parametrarna redovisas i Tabell 1. Korrosivitetsklassificering enligt indexet W_{sat} sammanställs i Tabell 2. Klass nummer bestämde enligt indexet W_{sat} behöver nersättas en klass när kalcitutfällningen inträffar på bultar. Till exempel bestäms en miljö att tillhöra klass III enligt indexet W_{sat} . Om det är möjligt att kalcitlager blir bildade på bultar, dvs $K_{\text{Ca}} = -1$ enligt Tabell 1, bör den slutliga klassen nersättas till klass II.

Det är ibland svårt att bestämma bergmassans kvalitet endast enligt en parameter, t ex RQD, därför att RQD värdet inte alltid är tillgänglig. Alltså ges fyra alternativa sätt i Tabell 1 för att sätta en poäng till bergmassans kvalitetsfaktor, K_{R} . Alternativ (a), dvs vattenflöden i tunneln, prioriterar de andra alternativa för att bestämma värdet för K_{R} .

Tabell 1. Poängsättning av enskilda parametrarna för klassificeringssystem I.
Rating of the individual parameters for classification system I.

Nr.	Parameter	Värde				
Huvudparametrar						
1	pH värde:	>11	11-9	9-7	7-5	<5
	Poäng, N_{pH} :	0	1	2	3	4
2	Syrehalt (ppm):	<1	1-2	2-4	4-7	>7
	Poäng, N_{O_2} :	1	2	3	4	5
3	Resistivitet (Ω -cm):	>10 000	10 000-2 000	2 000-1 000	1 000-500	<500
	Konduktivitet (μ S/cm) :	<10	10-500	500-1 000	1 000-2 000	>2 000
	Poäng, N_R :	0	0.25	0.5	1	2
Influeraande parametrar						
4	Temperatur Faktor, K_t :	$K_t = 2^{\left(\frac{T-20}{10}\right)}$, (T= 0 - 60°C)				
5	Bergmassans kvalitet:	Mycket bra	Bra	Acceptabelt	Dåligt	Mycket dåligt
	(a) Vattens inflöde (l/min/10 m):	< 1	1 - 10	10 - 25	25 - 125	> 125
	(b) Sprickors avstånd:	>2 m	2-0.6	0.6-0.2	0.2-0.06	<0.06
	(c) RQD:	100-95	95-75	75-50	50-25	<25
	(d) RMR:	I	II	III	IV	V
	Faktor, K_R :	1	1.25	1.5	1.75	2
6	Kalcitutfällning:	Icke			Ja	
	Faktor, K_{Ca} :	0			-1	
Redox potentialen tros en lämplig parameter för att ersätta parametrarna pH värde och syrehalt i framtiden. Den har följande beskrivning om jordmaterials korrosivitet (Shreir et al., 1994):						
	Redox potential (mV):	>400	400-200	200-100	<100	
	Beskrivning av korrosivitet:	ingen	liten	moderate	allvarlig	

Tabell 2. Indexet W_{sat} och motsvarande korrosivitetsklass nummer i system I.
The index W_{sat} and the class number of corrosivity in system I.

Index, W_{sat} :	<2	2-4	4-7	7-10	>10
Klass Nr.:	I	II	III	IV	V
Beskrivning av korrosivitet:	ingen eller mycket liten	liten	måttlig	allvarlig	mycket allvarlig
Referens korrosions hastighet av kolstål (mm/år):	<0.05	0.05-0.10	0.10-0.15	0.15-0.30	>0.30

* Justering av Klass Nr. av kalcitutfällnings faktor: Klass Nr. nedsätts en klass när $K_{Ca}=-1$.

System II för atmosfäriska miljöer

Ståls korrosion i luften påverkas i huvudsak av såväl svaveldioxid som kväveoxider och klorid ($\text{SO}_2 + \text{NO}_x + \text{Cl}^-$) i luften som relativ fuktighet av luften. Indexet för luftens korrosivitet beräknas enligt:

$$W_{\text{atm}} = N_{\text{ox}} \times N_{\text{rh}} \times K_t \quad (2)$$

där W_{atm} = index för luftens korrosivitet,
 N_{ox} = poäng för halten av såväl svaveldioxid som kväveoxider och klorid i luften,
 N_{rh} = poäng för relativa fuktigheten av luften och
 K_t = faktor för temperaturen.

Poängsättning av enskilda parametrarna redovisas i Tabell 3. Korrosivitetsklassificering enligt indexet W_{atm} sammanställs i Tabell 4.

Tabell 3. Poängsättning av enskilda parametrarna för klassificeringssystem II.
Rating of the individual parameters for classification system II.

Nr. Parameter	Värde			
	Lantluften	Stadsluften	Industri- och sjöluften	
1 $\text{SO}_2 + \text{NO}_x + \text{Cl}^-$:				
(a) Nedsättnings hastighet, ($\text{mg}/\text{m}^2/\text{dag}$):	<20	20-100	100-200	>200
(b) Koncentration, ($\mu\text{g}/\text{m}^3$):	<100	100-200	200-350	>350
Poäng, N_{ox} :	1	2	3	4
2 Relativ fuktighet (%):	<60	60-75	75-100	dagg
Poäng, N_{rh} :	0	1	2	3
3 Temperatur				
Faktor, K_t :	$K_t = 2^{\left(\frac{T-20}{10}\right)}$, (T= 0 – 40°C)			

Tabell 4. Indexet W_{atm} och motsvarande korrosivitetsklass nummer i system II.
The index W_{atm} and the class number of corrosivity in system II.

Index, W_{atm} :	0-6	6-10	>10
Klass Nr.:	I	II	III
Beskrivning av korrosivitet:	ingen eller mycket liten	liten	måttlig till allvarlig
Referens korrosions hastighet av kolstål ($\text{mm}/\text{år}$):	<0.05	0.05-0.10	>0.10

UPPGIFTER OM BERGMASSAN I BESÖKTA OMRÅDEN

Följande områden besöktes för studien:

- Malmbergsgruvan, LKAB
- Kristinebergsgruvan, Boliden
- Renströmsgruvan, Boliden
- Ormbergstunneln, en gammal militär fortifikation
- Vietas tunnlarna, maskinsalar i Vietas kraftstation, Vattenfall.

Bergarter och RQD av bergmassorna i besökta områden sammanställs i följande tabell:

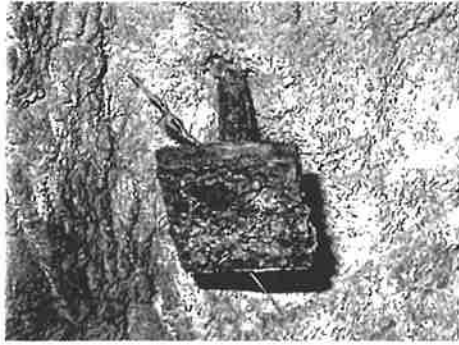
Område	Bergarter	RQD (%)	Temperatur (°)
Malmbergsgruvan	Magnetit järnmalm, röd och grå leptit, granit	40 - 75	5 - 16
Kristinebergsgruvan	Kvartsit, sericitkvartsit, kloritkvartsit, kloritskiffer, talcskiffer och malm	50 - 60	10 - 15
Renströmsgruvan	Dolomit, skiffer, sericitkvartsit, dacit och kloritbergarter	50 - 65	ca. 14
Ormbergstunneln	Granit	ca. 80	10
Vietas tunnlarna	sedimentära bergarter	60 - 80	ca. 14

DATAINSAMLING

Inspektioner av bultar i fält

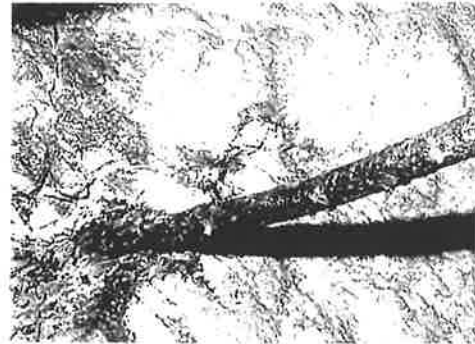
Bultar i gruvorna och civila tunnlarna inspekterades och fotograferades. I Figurer 1-4 redovisas fyra fotobilder av grubbultar med detaljerade beskrivningar.

I maskinsalen av Vietas kraftstation besöktes såg vi en intressant ingjuten bult i tunnelväggen. Tunneln är betong-sprutad. Bultens utstickande sektionen är ungefär 20 cm lång. Ovansidan av bultsektionen är övertäckt av sprutbetong, medan undersidan är utsatt till luften. Måttlig ytkorrosion har inträffat på bultens undersidan. Då sprutbetongen på bulten hamrades bort visade det sig att det övertäckta delen av bulten inte blir utsatt för korrosion. Betong sprutades på vid samma tidpunkt som tunneln drevs, dvs innan 1971. Därför vet vi att bulten installerades under denna tid. Sprutbetongs ytan är idag torr och det finns inget spår av vatten på sprutbetongen. Det kan sägas att bulten har varit i ett torrt förhållande sedan installation. Slutsatsen är att sprutbetong kan bilda ett fullvärdigt skydd hos bultar mot korrosionsangrepp i torra förhållande.



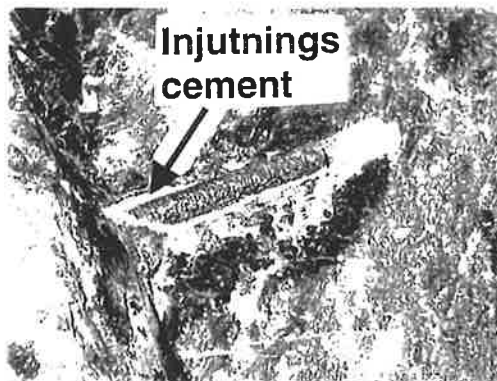
Figur 1. En ingjuten bult i Kristinebergsgruvan. Bultens ålder är ungefär 55 år. Bultbrickan och även bultens sektion som är ingjuten i berget har allvarligt korroderat till ett djup av några millimeter. Stora korroderade bitar kan skrapas ner med en handkniv. Dessutom har ingjutningscement också korroderat till ett mjukt material.

A grouted bolt with an age of about 55 years in Kristineberg mine. Both the plate and the bolt are rusted to a depth of a few millimetres. Rusted pieces can be scratched down with a knife. The grouting cement is also seriously corroded.



Figur 2. En cementingjuten bult i Kristinebergsgruvan. Bultens ålder är maximalt 10 år. Bergrasen från väggen har exponerat bulten till luften. Bulten har möjligen utsatts för en våt miljö under en längre tid vilket medfört att den korroderat.

A grouted bolt with an age of max. 10 years. The rock collapse has exposed the bolt to the air. The bolt might have been in a wet condition for a long time.



Figur 3. En ingjuten bult i Renströmsgruvan. Bultens ålder är ca. 40 år. Bergrasen har exponerat bultens inreände. Bulten har korroderat allvarligt på den inreänden. Även ingjutningscementen har korroderat till ett vitfärgat mjukt material. Det förefaller att allvarlig korrosion har inträffat både på bulten och i cementen längs hela bultlängden.

A grouted bolt with an age of about 40 years. The rock collapse has exposed the inner end of the bolt to the air. Serious corrosion has occurred both on the bolt and even in the cement.



Figur 4. En bild som visar korrosion av injutningscement. Bilden togs i Renströmsgruvan. Den rostade bulten, ca. 40 år gammal, har redan glidit ut ur hålet. Det vitgul färgade materialet på hålets vägg är korroderat injutningscement. Cementen har lösts upp och förlorat sin bärförmåga.

A photo showing the corrosion of the grouting cement in the Renstöm mine. The rusted bolt, about 40 years old, has been slipped out of the hole. The white-yellow colour on the hole wall is the corroded cement. The cement has been disintegrated into a powder material.

Mätningresultat

Relativ fuktighet och temperatur mättes i fält. Insamlade vattenprover analyserades med bärbara mätutrustningar, "Water Test" (pH värde, konduktivitet och Redox potential) och syremätare HI93732. Mätningresultat sammanställs i Tabell 5.

KORROSIVITETSKLASSIFICERING FÖR INSPEKTERADE OMRÅDEN

Med hjälp av redovisade data i Tabell 5 erhålls poängar för de korrosivitetsparametrarna enligt Tabell 1 (för vattenförande bergmassan) och Tabell 3 (för atmosfäriska miljön). Korrosivitetindex W_{sat} respektive W_{atm} erhålls för de besökte områden via ekvationen (1) respektive (2). Resultaten av uppskattningen sammanställs i Tabell 6.

Poängen för bergmassans kvalitet K_R bestämdes på basis av bergmassans RQD värde i alla områden med undantag av Kirunasgruvan och Glödbergstunneln. I de två område bestämdes K_R med hänsyn till vattenflöde som mättes i fält.

Koncentrationen av såväl svaveldioxid som kväveoxider och klorid ($\text{SO}_2 + \text{NO}_x + \text{Cl}$) i underjords luften mättes inte i fält. Det antas att underjords luften i gruvorna är likvärdig som industriluft. Därför sätts värdet 3 till parametern N_{ox} enligt Tabell 3.

DISKUSSIONER

Korrosivitetsklassificering enligt system I

I Tabell 1 har Redox potential reserverats som en alternativ parameter för klassificeringssystem I i framtiden. Det ses i Tabell 5 att Redox potentialen av gruvvattnet i Kristineberg varierar mellan 320 och 650 mV, vilken är nästa dubbel så mycket som den i Malmberget eller i Renström. Enligt Tabell 1 borde Kristineberg klassificeras som "inte korrosiv". Dock är detta inte sant då gruvvattnet i Kristineberg är riktigt aggressivt. Klassificeringen enligt Redox potential föreslogs på basis av vissa experimentella resultat på jordmaterial. Shreir et al. (1994) framhöll att Redox potential är ett enkelt sätt att mäta korrosion av sulfat bakterie och kan inte ge någon uppgift på andra typer korrosion. Det förefaller som om Redox potential inte passar att klassificera bergmassans korrosivitet. Därmed kan Redox potential tas bort från Tabell 1.

I Tabell 6 bestäms värdet för faktor K_R på grund av bergmassans kvalitet, dvs RQD värdet i de flesta fall. Detta värde är faktiskt ett mått för potentiella vattentillståndet i bergmassan. Därför representerar korrosivitetsskalan, bestämd enligt bergmassans kvalitet, den potentiellt sämsta situationen med avseende på korrosion. Aktuella korrosiviteten bör bestämmas med hänsyn till rådande vattentillståndet. I system I kallas den femte parametern "Bergmassans kvalitet", vilket egentligen är en parameter för att bestämma vattentillståndet i bergmassan. För att skilja mellan den aktuella och

Tabell 5. Mätningresultat (medelvärde) av vattenproverna och andra miljöparametrar.

The analysis results (average values) of the water samples and the values of other environment parameters.

Område	Luften i orten		Gruvvattnet				Rådande vattentillstånd i bergmassan
	Relativ fuktighet (%)	Temperatur (°C)	pH värde	Syre (ppm)	Konduktivitet (µS/cm)	Redox potential (mV)	
Malmbergsgruvan	80	10	8	2.3	781	27-270	Fuktig till droppande
Kristinebergsgruvan	89	16	3	1.8	1116	320-650	Fuktig till rinnande
Renströmsgruvan	89	14	7.9	2.4	1350	217	Droppande
Ormbergstunneln		10	7.8	2.3	114	250	Torr
Vietas tunnlsrns	70	14	8.2	3.9	120	171	Droppande
Kirunnagruvan*		10	7.9		141	144	15 (l/min/10 m)
Glödbergstunneln*		6	9.6		27	106	0.8 (l/min/10 m)

* (Li och Lindblad, 1995)

152

Tabell 6. Utvärderingen av korrosiviteten av de inspekterade områden.

Evaluation of the corrosivity of the inspected areas.

Område	System I för vattenförande bergmassan							System II för atmosfäriska miljön				
	N _{pH}	N _{O2}	N _R	K _t	K _R	W _{sat}	Klass	N _{ox}	N _{rh}	K _t	W _{atm}	Klass
Malmbergsgruvan	2	3	0.5	0.50	1.25-1.75	3.4-4.8	II-III	3*	2	0.50	2.25	I
Kristinebergsgruvan	4	2	1	0.76	1.5	8.0	IV	3*	2	0.76	3.8	I
Renströmsgruvan	2	3	1	0.66	1.5	5.9	III	3*	2	0.66	3.3	I
Ormbergstunneln	2	3	0.25	0.50	1.25	3.3	II					
Vietas tunnlsrns	2	3	0.25	0.66	1.5	5.2	III	1 [#]	1	0.66	0.66	I
Kirunnagruvan	2	3	0.25	0.50	1-1.75	2.7-5.0	II-III					
Glödbergstunneln	1	3	0.25	0.35	1	1.5	I					

* Industriella luften

Lantluften

potentiella korrosiviteten för ett givet område, delar vi upp den femte parametern i två grupper. Den första gruppen är för aktuellt vattentillståndet, vilket beskrivs av rådande vattenförhållande. Den andra gruppen är för potentiellt vattentillståndet, vilket beskrivs av bergmassans kvalitets parametrar, sprickors avstånd eller RQD. Efter modifieringen ser system I ut enligt det redovisade i Tabell 7. Enligt Tabell 7 klassificeras aktuell respektive potentiell korrosiviteten av de besökta områden igen med avseende på rådande vattentillståndet i bergmassan och bergmassans RQD. Resultaten sammanställs i Tabell 8.

Den potentiella korrosivitetklassen, för nästa alla område, är högre än den aktuella klassen eftersom bergmassans kvalitet potentiellt tillåter högre vattenföring och därför ökar miljöns korrosivitet. Gruvorna är mer korrosiva än civila tunnlarna. Ordningen på aktuella korrosivitet av bergmassorna från hög till låg är Kristineberg → Renström och Kiruna → Vietas → Malmberget → Glödberg och Ormberget.

Bland gruvorna är Bolidens gruvorna mer korrosiva än LKABs gruvorna. Kristinebergsgruvan är den mest korrosiva av de besökta platserna. Detta stämmer överens med det som man ser i fälten. Det är känt att gruvvattnet i Kristineberg är mycket aggressivt. Det tycks att klassificering system I efter modifieringen kan ge rimliga uppskattningar av korrosivitet för vattenförande miljöer.

Korrosivitetklassificering enligt system II

Klassificeringssystem II har tre parametrar, dvs relativ fuktighet, koncentration av såväl svaveldioxid som kväveoxider och klorid ($\text{SO}_2 + \text{NO}_x + \text{Cl}$) samt temperatur. Relativ fuktigheten ligger vanligt i intervallet 75% och 100% vid gruvorna. I detta fall sätts poäng 2 alltid till N_{th} enligt Tabell 3. Koncentration av såväl svaveldioxid som kväveoxider och klorid har inte mätts i fälten. Poäng 3 sätts till N_{ox} med antagandet att det är industriluft i gruvsorterna. Det kan ses i Tabell 6 att värdet av indexet W_{atm} varierar på de besökta områden, men korrosiviteten av luften klassificeras enligt Tabell 4 till samma klass, dvs klass I. Klassificeringen enligt Tabell 4 är för grov för att kunna skilja på olika atmosfäriska miljöer. Därmed behöver system II modifieras. Det föreslås att poängsättningen på relativ fuktighet, N_{th} , och klassificeringen på indexet W_{atm} ändras som:

Relativ fuktighet:	75 - 90%	90% - dagg	
Poäng, N_{th} :	2	3	
Indexet W_{atm} :	0 - 3	3 - 5	> 5
Klass:	I	II	III

Tabeller 3 och 4 blir Tabeller 9 och 10 efter modifieringen. Det bör noteras att referenshastigheten för korrosion också har ändrats i Tabell 10.

Luftens korrosivitet av gruvorna och Vietas tunnlar klassificeras igen enligt Tabeller 9 och 10 och resultaten sammanställs i Tabell 11. I den nya klassificeringen sätts Malmberget klass I, Kristineberg klass II-III, Renström klass II och Vietas klass I. Ordningen på atmosfärisk korrosivitet från hög till låg är Kristineberg → Renström → Malmberget och Vietas. Detta överensstämmer mer med verkligheten.

Tabell 7. Poängsättning av enskilda parametrarna i modifierade system I.
Rating of the individual parameters for classification system I.

Nr.	Parameter	Värde								
Huvudparametrar										
1	pH värde: Poäng, N_{pH} :	>11 0	11-9 1	9-7 2	7-5 3	<5 4				
2	Syrehalt (ppm): Poäng, N_{O_2} :	<1 1	1-2 2	2-4 3	4-7 4	>7 5				
3	Resistivitet (Ω -cm): Konduktivitet (μ S/cm): Poäng, N_R :	>10 000 <10 0	10 000-2 000 10-500 0.25	2 000-1 000 500-1 000 0.5	1 000-500 1 000-2 000 1	<500 >2 000 2				
Influerande parametrar										
4	Temperatur Faktor, K_t :	$K_t = 2^{\left(\frac{T-20}{10}\right)}$, (T= 0 – 60°C)								
5a	Vattentillstånd i bergmassan: Faktor, K_R :	Torr 0.1	Fuktig 0.5	Våt till droppande 1	Vattens inflöde per 10 m tunnels längd, l/min 1 – 10 1.25			10 - 25 1.5	25 - 125 1.75	> 125 2
5b	Bergmassans kvalitet (RMR): (a) Sprickors avstånd: (b) RQD: Faktor, K_R :			Mycket bra (I) >2 m 100-95 1	Bra (II) 2-0.6 95-75 1.25	Acceptabelt (III) 0.6-0.2 75-50 1.5	Dåligt (IV) 0.2-0.06 50-25 1.75	Mycket dåligt (V) <0.06 <25 2		
6	Kalcitutfällning: Faktor, K_{Ca} :			Icke 0	Ja -1					

Notering:

1. - 5a används för att bestämma faktor K_R för rådande vattentillståndet i bergmassan.
2. - 5b används för att bestämma faktor K_R för potentiella vattentillståndet.

Tabell 8. Utvärderingen av aktuella respektive potentiella korrosivitet av de inspekterade områden med parametrarnas medelvärden.

Evaluation of the current and the potential corrosivities.

Område	K_R		W_{sat}		Korrosivitet			
	Aktuell	Potent.	Aktuell	Potent.	Aktuell		Potentiell	
					Klass	Beskrivn.	Klass	Beskrivn.
Malmbergsgruvan	0.75	1.5	2.1	4.1	I-II	liten	III	måttlig
Kristinebergsgruvan	1.25	1.5	6.7	8.0	III-IV	måttlig till allvarlig	IV	allvarlig
Renströmsgruvan	1	1.5	4.0	5.9	II-III	liten till måttlig	III	måttlig
Kirunasgruvan	1.5	1.5	3.9	3.9	II-III	liten till måttlig	II-III	liten till måttlig
Glödbergstunneln	1		1.5		I	mycket liten		
Ormbergstunneln	0.1	1.25	0.3	3.25	I	mycket liten	II	liten
Vietas tunnlarna	1	1.5	3.7	5.6	II	liten	III	måttlig

Notering: Aktuella K_R bestäms på basis av rådande vattentillståndet, medan potentiella K_R bestäms på bergmassans kvalitet, dvs RQD-värdet.

Tabell 9. Poängsättning av enskilda parametrarna för system II efter modifieringen.

Rating of the individual parameters in system II after the modification.

Nr.	Parameter	Värde			
		Lantluften	Stadsluften	industri- och sjöluften	
1	$SO_2 + NO_x + Cl^-$:				
	(a) Nedsättning hastighet, (mg/m ² /dag):	<20	20-100	100-200	>200
	(b) Koncentration, (µg/m ³):	<100	100-200	200-350	>350
	Poäng, N_{ox} :	1	2	3	4
2	Relativ fuktighet (%):	<60	60-75	75-90	90-dagg
	Poäng, N_{rh} :	0	1	2	3
3	Temperatur:				
	Faktor, K_t :	$K_t = 2^{\left(\frac{T-20}{10}\right)}$,			(T= 0 - 40°C)

Tabell 10. Indexet W_{atm} och motsvarande klass nummer för korrosivitet i system II efter modifieringen.

Index W_{atm} and the class number of corrosivity in system II after modification.

Index, W_{atm} :	0-3	3-5	>5
Klass Nr.:	I	II	III
Beskrivning av korrosivitet:	ingen eller mycket liten	liten	måttlig till allvarlig
Referens korrosions hastighet av kolstål (mm/år):	<0.025	0.025-0.05	>0.05

Tabell 11. Korrosivitetklassificering av luften i gruvorna och civila tunnlarna enligt modifierade system II.

Corrosivity classification of the air in the mine drifts and the tunnels according to the modified system II.

Område	N _{ox}	N _{rh}	K _t	W _{atm}	Klass
Malmbergs gruvan	3	2	0.50	2.5	I
Kristinebergs gruvan	3	2	0.76	3.8	II
Renströms gruvan	3	2	0.66	3.3	II
Vietas tunnlarna	1	1	0.66	0.7	I

SLUTSATSER

Följande slutsatserna dras på basis av data insamlade under utredningen. Insamlade data är fortfarande en liten mängd. Därför kan det sägas att slutsatserna är endast indikationer. De bör prövas med mer indata i framtiden.

- (1) Med avseende på bultars korrosion kan följande slutsatser dras:
 - (a) Huvudmekanism för bultars korrosion är förmodligen elektrokemisk, då fältstudier har visat att alla korroderade bultarna är belägna i våta miljöer.
 - (b) Vattenförekomsten är avgörande för bultars korrosion. För bultar i torra miljöer kunde dessa motstå korrosion under lång tid (minst över 40 år). I våta miljöer kunde korroderar bultar snabbt.
 - (c) Korrosion inträffar inte bara på bultar utan också i ingjutningscement.
 - (d) Ingjutningscement med låg permeabilitet kunde skydda bultar väl från korrosionsangrepp. Tvärtom kan ett poröst ingjutningsmedel absorbera vatten från bergmassan eller luften, och följaktligen leda till korrosion av bergbultarna och även ingjutningscementen.
 - (e) Bilderna tagna i Kristineberg och Renstöm visar att ingjutningscementen använd på 1960 talet har blivit korroderat. Denna ingjutningscement var möjligen porös och hade svag motstånd mot korrosionsangrepp. Det är ett frågetecken om de bultar som installerade innan 60-talet fortfarande bibehållit sin bärförmåga om de varit belägna i aggressiva miljöer.
- (2) Klassificeringssystem I ger de inspekterade områden följande ordning med avseende på aktuella korrosivitet: Kristineberg → Renström → Vietas → Malmberget → Ormberget och Glödberg. Det verkar som om system I rimligt kan klassificera en miljö med avseende på korrosivitet.
- (3) Klassificeringssystem II är inte tillräckligt känslig för att kunna skilja på olika miljöer. Alltså har detta system modifierats.
- (4) Redox potential kunde inte ge en rimlig klassificering för vattenförande miljöer i de flesta fall. Därmed kan denna tas bort från Tabell 1.

REFERENSER

DIN 50 929 part 3: "Probability of corrosion of metallic materials when subject to corrosion from the outside – Buried and underwater pipelines and structural components", 1985.

Li, C. och Lindblad, K.: "Corrosion of rock bolts in underground environments". Research Report TULEA 1995:41, Luleå University of Technology / Atlas Copco Rock Drills AB, 1995.

Shreir, L.L., Jarman, R.A. och Burstein, G.T.: "Corrosion, Volume 1: Metal/Environment Reactions". Rutterworth-Heinemann, 1994.

SUMMARY

Steel bolts are widely used for rock reinforcement today. One big problem with steel bolts is rusting, particularly in aggressive environments. To estimate the life time of rock bolts, we need criteria that relate the corrosivity of a given environment to the load-bearing capacity of the bolts and to time. As the first step towards that goal, two classification systems were developed for the corrosivity of environments in 1995 through a grant by Atlas Copco Rock Drills AB. The first system is for water-bearing rock masses and has six parameters, i.e. the pH value, dissolved oxygen and resistivity, temperature, rock mass quality and precipitation of calcite. The second system is for atmospheric environments and includes three parameters, i.e. the content of $\text{SO}_2 + \text{NO}_x + \text{Cl}^-$ in the air, the relative humidity and the temperature. The two classification systems were developed on the basis of a literature study, but with very little verification. Therefore, SveBeFo established a project in its 97/99 research programme to verify the two classification systems through field inspections.

This article summarises the results of the verification work. Field inspections were carried out in three mines and three civil tunnels. Rusted bolts of different ages were photographed. Water samples were collected in the field and analysed with portable instruments afterwards. The measurement data were used to classify the inspected areas according to the two classification systems. The field inspections show that the presence of water is crucial for bolt corrosion. A rock bolt can remain free from rust in a dry environment during a long period, while in a wet environment it can rust rapidly. In very aggressive environments the grouting cement can also rust.

Classification system I can classify both the current and the potential corrosivity of rock masses. The order of the inspected places with regard to their current corrosivity is as follows, from high to low: Kristineberg → Renström → Vietas → Malmberget → Ormberget and Glödsberg. This order agrees well with what we saw in the field. It seems that system I can reasonably classify rock masses with regard to corrosivity, while system II is not sensitive enough to distinguish different atmospheric environments. Therefore system II has been modified on the basis of the verifications.

SPRUTBETONGS BESTÄNDIGHET - EN UTVÄRDERINGSMODELL

Sprayed concrete for final linings. A guideline for durability proposed by ITA.

Tomas Franzén, SveBeFo

Knut Garshol, MBT

SAMMANFATTNING

ITAs arbetsgrupp för sprutbetong har uppmärksammat att kraven på sprutbetongförstärkningar ökar i och med att de alltmer börjar användas som permanent förstärkning i olika länder. För att bidra till en höjd kvalitet och för att bättre kunna följa upp egenskaper och beständighet har man föreslagit en metodik för utvärdering av sprutbetongens status. ITA-gruppens förslag redovisas med dess bakgrund, som baseras på en genomgång av vilka faktorer som är viktiga för beständigheten och hur de är relaterade till design, utförande och omgivningspåverkan. Matriser för sammanställning av data om exposition, material och utförande ingår liksom en princip för värdering av beständigheten.

BAKGRUND

Sprutbetong för bergförstärkning är en väl etablerad teknik i Norden och numera också på många andra håll i världen. Den börjar också alltmer bli accepterad som permanent förstärkning. Synen på sprutbetong och dess roll som förstärkning är dock mycket växlande. Det har flera orsaker, bland annat att förstärkningsverkan i många fall inte är helt enkel att beskriva. Då förstärkningen har en tydlig valvform kan den enkelt jämföras med ett konventionellt gjuten betongbåge, förutsatt att material och utförande kontrolleras på motsvarande sätt. I andra fall måste man dock bedöma det statiska verknings sättet beroende på aktuell geometri, samverkan med berg och bultsystem mm, vilket inte låter sig göras lika enkelt, och det förutsätter också bergmekaniska bedömningar. När sprutbetong används som temporär förstärkning ställer man ibland lägre krav på kvaliteten och det diskuteras i vilken grad den då kan tillgodoräknas som del av en slutlig förstärkning. Frågan om sprutbetongförstärkningars verkan och en korrekt dimensionering är fortfarande ett i hög grad aktuellt ämne och det pågår forskning i SveBeFos program och på andra håll, bland annat kring bärförmågan hos fiberarmerad sprutbetong.

Inom ITA såg man tidigt potentialen hos sprutbetong som en effektiv och billig förstärkningsmetod som på många håll borde kunna utnyttjas bättre än dittills enligt ITAs motto: "towards an improved use of the underground". Det finns dock fler problemområden än verknings sättet, och när man beslöt att starta en särskild arbetsgrupp för sprutbetong kunde man ställa upp en diger lista på intressanta frågor, se tabell 1.

Detta var i slutet av åttiotalet och BeFo accepterade ett förslag att svara för ordförande-
rollen i gruppen. Det fanns alltså många angelägna uppgifter, men samtidigt var det
uppenbart att en arbetsgrupp av det här slaget, utan andra resurser än vad enskilda
medlemsländer kunde ställa upp med, inte skulle kunna driva direkta FoU-projekt.
Gruppen valde därför till en början att försöka sprida kännedom om den aktuella
”sprutbetongkulturen” i olika länder genom ett par State-of-the-Art-rapporter som togs
fram i BeFos regi med god hjälp av Annica Nordmark (Franzén 1992) och Bo Malm-
berg (1993). Efter dessa insatser har också en mindre inventering om arbetsmiljön vid
sprutbetongarbeten genomförts av den japanska ITA-gruppen (Ono 1996). På senare år
har intresset helt fokuserats på frågan om användning av sprutbetong som slutlig för-
stärkning, vilket fortfarande är allmänt accepterat bara i vissa länder som i Norden och i
Kanada och i enskilda projekt på andra håll.

TABELL 1	TABELL 2
Sprutbetongfrågor av intresse listade av ITAs arbetsgrupp 1989	Länder som 1998-99 rapporterat data från tunnlar med sprutbetong som permanent- förstärkning
Utrustning/fjärmanövrering Armering/nät och fibrer Tillsatsmedel Damm och återslag Geologiska förutsättningar Vattenproblem Klimatförhållanden Provningsmetoder Designförutsättningar	Belgien Japan Kanada Norge Tyskland Storbritannien Schweiz Sverige USA Österrike

Den ena av två huvudaktiviteter i beständighetsfrågan har varit att sammanställa data
från anläggningar med permanent sprutbetongförstärkning. Det har gjorts i form av en
enkel lista med vissa nyckeluppgifter om använd teknik och krav på produkten. Upp-
gifterna är ganska summariska, som det typiskt blir vid sådana här inventeringar, och
materialet ska främst ses som en illustration till att det trots allt förekommer permanent-
förstärka anläggningar på flera håll i världen. De länder som svarat på enkäten framgår
av tabell 2.

Den andra huvuduppgiften har varit att ta fram en rekommendation för hur sprutbetong
bör utföras för att få sådana egenskaper att den kan användas som kvalificerad och
framförallt beständig förstärkning. Idén, som ursprungligen framfördes från japansk
sida, var att man skulle ta fram en matris där man utvärderade olika parametrar och
vägde samman dem till ett beständighetsindex. Tanken kom att vidareutvecklas främst

av Knut Garshol, numera verksam hos MBT (Master Builders), som är materialleverantör inom området. Garshol har också en lång erfarenhet från entreprenadverksamhet och som rådgivare till beställare. Resultatet har blivit en artikel som beskriver svårigheterna med att följa upp kvaliteten på befintlig sprutbetong på ett systematiskt och rättvisande sätt i och med att det ofta brister i dokumentationen, både vad gäller utförande och material. Artikeln går in på vilka parametrar som är väsentliga för att åstadkomma en god beständighet och slutligen föreslås en matris för dokumentation av väsentliga data och hur dessa kan värderas ur beständighetssynpunkt. Den kan tänkas användas i olika sammanhang och tanken är att den ska kunna vidareutvecklas som ett verktyg i arbetet med att få bättre kontroll över produkten sprutbetong. Artikeln med tillhörande bilagor är bifogad som Appendix och ingår också i ett föredrag som hölls vid den senaste internationella sprutbetongkonferensen i Norge (Garshol 1999). Dokumentet kommer också att läggas in på ITAs hemsida (www.ita-aites.org) under Working Group 12. Nedan refereras och kommenteras kort några av de tankar som tas upp i artikeln.

SVÅRIGHETER ATT BEDÖMA BESTÄNDIGHET

Bland svårigheterna att bedöma långtidseffekter ligger att betong standardmässigt provas endast upp till 28 dygns ålder eller i enstaka fall 90 eller 120 dagar, medan vi nu diskuterar effekter under 50 eller 100 år. Det finns, inte minst i Sverige, en stor mängd sprutbetong av betydande ålder som generellt bedöms ha en hög kvalitet. För att göra systematiska, jämförande undersökningar på dessa äldre förstärkningar måste man emellertid känna till en mängd parametrar, som kan ha betydelse för beständigheten, å ena sidan vilken exposition de varit utsatta för i form av temperatur och fuktighet (särskilt fryscyklar), belastning (statisk och eventuell dynamisk) samt kemisk påverkan från atmosfär och vatten, och å andra sidan motståndskraften mot dessa påfrestningar, i form av hållfasthet, inte bara traditionellt bestämd tryckhållfasthet utan också tålighet mot kemisk nedbrytning etc.

Vad gäller expositionen är naturligtvis också variationer över tiden avgörande, dvs hur lång tid förstärkningen har varit utsatt för den ena eller andra påverkan.

Produkten sprutbetong har används i mycket stor omfattning de senaste åren. Under den tiden har den använts på olika sätt på olika håll, med successivt ökande krav på kvaliteten och på dokumentation av denna. Det stora problemet torde vara svårigheten att ta fram jämförbar dokumentation av en produkt som genom åren utförts med olika komposition, där inte minst tillsatsmedel växlat i typ och dosering från tid till annan och från plats till plats. Man har till en början använt torrsprutning och senare alltmera våtsprutning och tillsatsmedlen har anpassats efter detta. Ett typiskt problem är användning av accelerator för att klara tjocka påslag eller för att nå en snabb hållfasthetstillväxt i tidigt skede, till nytta vid svåra bergförhållanden, men som samtidigt kan resultera i en försämrad sluthållfasthet, i varje fall vid oförsiktig dosering.

Beroendet av en erfaren operatör för själva sprutningen är ytterligare en faktor som kan leda till växlande kvalitet, även mellan olika avsnitt inom ett och samma objekt.

Det nu nämnda kan tyckas allmänt nedslående. Det verkar nästan omöjligt att följa upp kvaliteten på ett meningsfullt sätt, och det skulle också kunna leda till slutsatsen att en sådan här produkt inte kan användas för kvalificerad förstärkning och tillgodoräknas i en slutlig konstruktion!

Man måste därför också diskutera frågan - vilket är centralt i artikeln - vilka krav som ska ställas på produkten vid olika tillämpningar, dvs att man har balans mellan behov och krav på produkten vid dimensioneringen ("balance between requirements and design"). Det gäller att "köpa rätt produkt" för aktuellt ändamål. Och när vi följer upp äldre förstärkningar måste vi ställa deras status i relation till vad som ursprungligen beställts.

RIKTLINJER FÖR UTVÄRDERING AV BESTÄNDIGHET

Syftet med detta föredrag är att presentera ITA-arbetet och inte att gå in på den faktiska situationen, alltså hur kvaliteten på äldre och yngre sprutbetong ser ut på olika håll. Vi vill ändå kort påminna om att det har gjorts omfattande uppföljningar av vägtunnlar i Norge, rapporterat av på Bergmekanikdagen för ett par år sedan (K-I Davik 1998), och att det pågår väl kontrollerade uppföljningar av fiberarmerade sprutbetongpaneler utplacerade i olika miljöer här i landet inom SveBeFos program i samverkan med Elforsk och Vägverket, vilket också delrapporterats, exempelvis i Norge i höstas (Nordström 1999).

Ett antal bidrag med erfarenheter från olika länder har legat till grund för den matris som har föreslagits och ett antal faktorer rekommenderas att tas med som indata, dels uppgifter om aktuell exposition, dels de viktigaste materialparametrarna som representerar motståndskraft mot olika slags påverkan. Det betonas åter att man måste klargöra vilka krav som har ställts i samband med projekteringen och hur dessa har omsatts till specifikationer för material och utförande. Det påpekas också att livslängdsbegreppet är starkt knutet till hur produkten hanteras under sin "livstid" i form av inspektioner och underhållsarbeten. Vad har varit föreskrivet, har det verkligen utförts och vad har resultatet blivit? Värderingen av aktuell status måste alltså innefatta hur underhållet har hanterats. Viktigt i den slutliga sammanvägningen är att man gör klart för sig vilka beständighetsparametrar som är viktigast med hänsyn till avsedd funktion hos förstärkningen, exempelvis tryckhållfasthet, vidhäftning, förmåga att ta upp stora deformationer eller motståndskraft mot aggressiv miljö. Här föreslås en rankning av olika parametrars betydelse som underlag för värderingen.

Precis som för mycket annat kvalificerat kvalitetsarbete kan man sammanfattningsvis säga att det viktigaste är att klargöra syften och mål med det som granskas och att skapa en väl strukturerad checklista för att följa upp målen. Så kan man också se detta arbete.

Modellen bör prövas och kan utvecklas genom tillämpning i olika fall och då även ge direkta impulser till förbättringar och även till nya forskningsinsatser.

ITA-GRUPPENS FRAMTID

I ITA:s allmänna riktlinjer sägs att arbetsgrupper inte ska vara för evigt. Vi har därför några gånger väckt frågor inte bara om sprutbetongens livslängd utan även om arbetsgruppens. Det har emellertid visat sig att många i ITA-kretsen tycker - som vi inledningsvis nämnde - att en vidareutveckling av sprutbetongtekniken är en mycket viktig ingrediens i strävan "towards an improved use of the underground". Mycket tyder därför på att gruppen kommer att få ett nytt mandat, under en ny ordförande. (I varje fall ordförandeposterna bör inte vara alltför långvariga!) De framtida uppgifterna överlåter vi till den nya ordföranden och gruppen att formulera.

ERKÄNNANDEN

Denna artikel refererar väsentligen det arbete som bifogas i Appendix och som Knut Garshol huvudsakligen utfört, baserat på bidrag från medlemmar i ITA-gruppen, där särskilt den aktiva medverkan från Japan genom K Ono och N Tomisawa bör nämnas.

REFERENSER

Davik K-I, 1998, "Beständighet hos sprutbetong i tunnlar - resultat av norska undersökningar", SveBeFo, Bergmekanikdag 1998, sid 49-85.

Franzén T, 1992, "Shotcrete for Underground Support: a State-of-the-Art Report with Focus on Steel-fibre Reinforcement", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 7, No 4, pp 383-391.

Garshol K, 1999, "Durability of Wet Mixed Sprayed Concrete" in Third International Symposium on Sprayed Concrete, Gol, Norwegian Concrete Association, pp 259 -271

Malmberg B, 1993, "Shotcrete for Rock Support: a Summary Report on the State of the Art in 15 Countries - Compilation of Guidelines", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 8, No 4, pp 441 - 470.

Nordström E, 1999, "Durability of Steel Fibre Reinforced Sprayed Concrete with Regard to Corrosion", in Third International Symposium on Sprayed Concrete, Gol, Norwegian Concrete Association, pp 383-392.

Ono K, 1996, "Health and Safety in Shotcreting", Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 11, No 4, pp 391 - 409.

SUMMARY

In one of the Working Groups of the International Tunnelling Association, Guidelines have been proposed for the processing of durability data for sprayed concrete when used as final lining. This paper relates some of the background of the proposal, which has been prepared by Mr Knut Garshol, and includes the proposal with its general comments as well as matrices for describing the exposure situation (environmental factors, mechanical loads etc), spraying methods as well as mix design and curing and finally an evaluation scheme for quality and durability parameters.

APPENDIX (5 + 3 sidor)

Sprayed Concrete for Final Linings - Guideline to the processing of durability data

Shotcrete Object Exposure Situation (matris)

Shotcrete Method and Mix Design (matris)

Shotcrete Quality Parameter (matris för sammanvägning av data)

Sprayed Concrete for Final Linings

Guideline to the processing of durability data

Attachment: Exposure Situation - Method and Mix design - Durability Matrix, (total 3 pages)

DURABILITY EVALUATION PROBLEMS

Evaluation of durability of shotcrete linings in underground works turns out to be an extremely complex subject when trying to produce some overview and status description. There are a number of reasons for this situation and some of them are mentioned below.

The standard quality and property parameters checked for new shotcrete structures, are mostly covering a time frame of 28 days, partly up to 90 and 120 days. Relatively seldom are tests carried out, showing the effect of time span of years. This compares poorly with the quite frequent project requirement on durability of 50 to 100 years, which is roughly 200 to 400 times longer.

When trying to draw conclusions on durability, this can only be made based on documented experience from a wide range of applications and regions, in other words by systematisation and comparison. This creates the other main obstacle: How can it be possible to compare shotcrete durability and identify reasons for observed behaviour, when almost all factors vary from case to case? This variation exists within all the main durability aspects:

1. Exposure of the sprayed concrete, in the widest sense, to different types of quality and strength reducing processes. Examples are:
 - Temperature variation, humidity variation, freeze/thaw cycles
 - Loads and imposed deformation, vibration, impacts and abrasive action
 - Chemical attack from ground water and other liquids; aggressive components in the atmosphere
2. The shotcrete exposure resistance capacity, in relation to the exposure processes
 - Mechanical strength in relation to different types of imposed loads
 - Ductility and crack distribution ability for the reduction of crack width
 - Resistance against sulphates, chlorides, carbonation, alkali/aggregate reaction etc.
 - Resistance to freeze/thaw, wetting/drying, dynamic loads

3. Exposure time duration

- This may appear as, simply, the age of the shotcrete, but the duration of exposure to different processes may vary widely between given shotcrete object locations. The structure may be part time water filled and dry, conditions may change due to change of use of the structure etc.

The second point above (resistance) covers the shotcrete product itself and entails probably the biggest variation problem in relation to possibility of reasonable comparisons. Shotcrete has been used extensively for underground structures for more than 30 years and during this time there has been a dramatic development of the process. We have dry mix and wet mix spraying methods, hand held and remotely controlled mechanised application, new cement types, fly ash, micro silica, steel fibres, a range of concrete admixtures, a number of curing methods and an enormous development within shotcrete accelerators. Also the equipment quality has improved, including important issues like accelerator dosage accuracy and nozzle design.

Another extremely important issue in shotcrete production can be covered by the expression *execution*, which again adds to the complex set of factors influencing the above second point. It is generally known and accepted, that the skill of the nozzle operator, the quality of the equipment, the substrate preparation work, the way of fixing reinforcement, working light, ventilation, ground water conditions at time of spraying etc., can each factor alone, substantially influence the final product (even when all other factors are constant).

One further main aspect of durability can be brought into the picture, adding complexity to the task of comparing objects, communicating experience and making objective conclusions:

4. Balance between requirements and design

- The shotcrete durability can be very poor, even if all aspects of the execution are flawless and all the materials are as specified. This occurs if the durability requirements of the structure are out of balance with the specified quality and durability parameters used as a basis for the shotcrete production. Nobody will experience any durability problem with a low grade shotcrete when used for a temporary, non structural application. The same specified shotcrete could fail miserably, if the expectations were 50 or 100 years of service life.
- Furthermore, a high grade, perfectly executed shotcrete, subjected to widespread cracking caused by wrong dimensioning (design), could easily suffer durability problems by reinforcement corrosion linked to cracks, concrete cover spalling and a too early repair demand. In such a case, there would be no real link to the exposure situation, poor shotcrete resistance or the exposure duration.
- A person who knows the quality and durability of a Volkswagen Beetle and buys one, will be reasonably satisfied. The person who requires the qualities of a Rolls Royce limousine and still specifies and buys a Beetle, will become very disappointed.

STATUS OF EXISTING LININGS

The ITA Working Group Shotcrete has received national contributions giving specific information on the status of different types of shotcrete objects. Since all this information has been presented without a common methodology, the normal problem of comparison and of stating generally applicable conclusions is fully there. Some of the objects are tunnel linings; some are repair works on concrete substrate etc. The application methods are dry- and wet and reinforcement has been reported as mesh and as steel fibres.

As could be expected, the results reported cover the full variation from excellent condition after decades of service life (which seems to be a major part of the reported objects), to serious damage after relatively short time. When damage occur, in most cases there are quite evident reasons (mostly limited to local features), like water and frost, chemical attack and situations causing extensive cracking and bond failure. The primary reasons for the success stories are not as clear and obvious.

Actually, a state-of-the-art report, summing up the experience and technical execution level in different geographical areas, seems to be a bit premature. The common basis, or methodology for processing of technical information, in a format that will allow the compilation of such a report, is presently missing. This state of affairs and the above general description of the problem complexity are the motivation factors and background for this data compilation matrix.

RECOMMENDATIONS

Durability of shotcrete structures is a relative term, depending on issues like present age of the structure, compared to the specified service life expectancy and the actual exposure processes involved.

To be able to compile experience data in a systematic and meaningful way and to allow specification of shotcrete to meet a targeted lifetime, the durability subject has to be broken down into its individual components. This will include establishing what measured quality parameters are important for the shotcrete resistance against which exposure processes. By creating such a matrix for experience data input and processing, it appears possible to reach reasonably objective conclusions on how to produce durable shotcrete structures.

When working on durability issues, such a matrix can be used for structuring empirical data and for evaluation of a given existing or future object. For maximum benefit of such information, in terms of usefulness and accuracy, it is important that as much as possible is known about all the four main durability aspects:

1. Complete information about the object **exposure situation**
2. All necessary shotcrete material information, to be able to quantify **exposure resistance** parameters
3. **Duration of exposures**, if necessary, split on the local set of processes
4. Design basis and life time expectancy compared to specifications and **work execution**

The Matrix appears on 3 pages and is meant to be applicable to existing structures, as well as for future execution of shotcrete application. Supplementary information (not fitting the forms) should be added as attachments identified in the proper positions of the Matrix forms.

Page 1:

This page gives the Project identification details, design service life (if any) and age of the structure (if existing) at the time of data input.

Furthermore, the exposure situation must be established as accurately as possible. The different types of exposure are self-explanatory and cover Environmental-, Mechanical load- and Other exposure types.

The exposure duration in % of age (of the structure) is there to allow a distinction between exposures factors, if necessary. It may happen that for instance a diversion tunnel is water filled only part time.

Page 2:

This page is also quite self-explanatory and can be used for already executed spraying, or for input of the planned shotcrete application. Revision of data if changes occur, should be carried out as required.

The second page gives information about execution, including mix design details, method of application, curing of the concrete etc. Again, the form should be seen as a checklist to make sure that the main issues are covered, but not as a limitation.

Page 3:

This page contains the evaluation matrix. It must be clearly stated that the way to use this form will have to be decided by the user. The ITA Working Group cannot dictate the approach to durability evaluations in different countries and within different projects. Therefore, the matrix can and should be used in a flexible way.

In the first column a list of shotcrete quality parameters are listed, all of them of importance to durability. The next column can be used to assign an importance priority to given parameters. Obviously, the freeze/thaw resistance has a higher priority for a slope protection in Scandinavia, than the salt attack resistance, which would be more applicable in a sub-sea tunnel. The priority must clearly be established case by case, based on the particular situation of each project.

Column number 3 will show parameter values as specified for the structure by the designers. Column 4 shall identify the actual values as built, and as measured by control of the structure. In the case of older structures, some of the "actual" figures may suffer degradation caused by exposure factors.

By calculating the Actual/Required-factor "R" a crude expression for remaining exposure resistance is derived. Column 6 can then be used for a rating of the R-factor, based on the project

specific situation and the level of safety margin decided by the responsible body. As an example: If the carbonation depth is 15 mm after 3 years, the concrete cover over reinforcement is 30 mm and cover spalling will be a serious problem, the Classification should be "Warning" or "Poor". Or, if there is no reinforcement, the carbonation depth is of marginal or no importance.

Column 7 shall be used to specify the test methods used to check the different parameters. The WG 12 has deliberately chosen not to mention particular methods or standards, because the preferences will depend on country and a number of other aspects.

The column 8 is very important. It is normally not possible to make reasonable assumptions or statements about durability, without knowing what policy applies regarding inspection and maintenance. To guarantee a service life of 100 years **without** inspection and maintenance will be totally different if it is part of design that inspection will be carried out every 15 years (and local repairs will be carried out as necessary). This difference also applies to the minimum requirements for the mix design, QA system and quality of execution of new structures. Requiring a durability of more than 100 years without inspection is not really to be recommended and will involve uncertainty, even if investing substantial resources during execution.

The column 9, with the overall durability rating, is the project specific conclusion at the date of the data input. This evaluation should not be parameter-specific, but rather an overall status definition for the whole structure, based on the parameter priority and established exposure resistance.

The Matrix has been developed based on a primary draft from Japan with later input from several countries. The document should be revised when and if proposals for improvement are received.

K. F. Garshol
December 1999

PROJECT NAME:		
Type of Project:		
Project location:		
Owner and Contractor:		
Object (part of tunnel):		
Geology at object:		
Shotcrete object planned design life, years:		
SHOTCRETE OBJECT EXPOSURE SITUATION		Object age, years
		Exposure duration, % of age
a) Environmental exposure:		
Temperature minimum, C:		
Temperature maximum, C:		
Temperature typical, C:		
Relative humidity minimum, %:		
Relative humidity maximum %:		
Relative humidity typical %:		
Freeze/thaw cycles per year:		
In ground water contact (Yes/No):		
Ground water contact description:		
Most aggressive GW component:		
Concentration of this component:		
Atmospheric contact (Yes/No):		
Most aggressive gas in local atmosphere:		
Concentration of this gas:		
b) Mechanical load exposure:		
Expected maximum crack width, mm:		
Load capacity utilization, %		
Vibration load of relevance, describe:		
Impact load of relevance, describe:		
Abrasion load of relevance, describe:		
c) Other exposures, any type:		
Aggressive liquid other than in GW:		
Aggressive gas other than in the atmosphere:		
Other durability reduction factors		
Describe:		
d) Cracking or other signs of damage:		
Spacing and length of cracks		
Typical and mximum crack width		
Other damages, describe		
Information input date:		Sign.:

SHOTCRETE METHOD AND MIX DESIGN	
a) Practical information:	
Method of application, wet or dry	
Type of reinforcement, mesh or fibres	
Equipment package, describe:	
Hand held, or hydraulic manipulator	
Excavation method, describe	
Tunnel cross section, m ²	
Typical average thickness sprayed	
Typical number of layers sprayed	
Typical equipment output, m ³ /h	
b) Shotcrete mix design per m³:	
Type of aggregate and sand	
Sand modulus of fineness	
Aggregate coeff. of water absorption	
Type of cement, kg/m ³	
Micro silica or fly ashe, type, kg/m ³	
Other additives (fillers or other), kg/m ³	
Steel fibres, type, dimension, kg/m ³	
Sand fractions, broken or natural, kg/m ³ for each	
Admixtures with type, name and kg/m ³	
Accelerator or other materials added in the nozzle, type, kg/m ³	
Hydration control admixture kg/m ³	
Open time of batched concrete	
Water/cement ratio	
Consistency after batching, Slump	
Consistency during spraying, Slump	
c) Method of curing:	
Curing executed, Yes/No	
Spray-on membrane, type, kg/m ²	
Curing by admixture, type, kg/m ³	
Water curing, describe how, duration	
d) Attach available materials test certificates, sieve lines, chemical content etc.	

Column no. 1	2	3	4	5	6	7	8	9
Shotcrete quality parameter	Durability priority of param.	Required parameter value	Actual param. value	Exposure resistance R = Actual/Required	Classification A: Durable B: Warning C: Poor	Test method applied	Time between inspections (and repair), years	Overall Durability rating
Compressive strength								
Bond strength to substrate								
Bond strength inter-layer								
Flexural strength								
Energy absorption (ductility)								
Elastic modulus								
Shotcrete density								
Permeability								
Freeze/thaw resistance								
Scaling resistance								
Chemical attack resistance								
Carbonation depth								
Salt attack resistance								
Alkali-aggregate reaction								
Boiled absorption								
Volume of voids								

172

TÄTNING AV BERGTUNNLAR – FÖRUTSÄTTNINGAR, BEDÖMNINGSGRUNDER OCH STRATEGI VID PLANERING OCH UTFORMNING AV TÄTNINGSINSATSER

Sealing rock tunnels – conditions, assessment criteria and strategy for planning and design

Per Andersson, Vägverket
Anders Sellner, Vägverket

INLEDNING

En utredning med fokus på att strukturera och sammanställa injekteringsmedels tekniska och miljömässiga aspekter har genomförts. Utredningen har resulterat i en sammanställning och en strategi att användas av Vägverkets och Banverkets beställarombud som stöd för planering av injekteringsinsatser vid tätning av berg. Detta dokument är ett utdrag ur framtagen huvudrapport.

BAKGRUND

Anläggningsarbete under marknivån är ofta förknippat med grundvattenproblematik. I Sverige gäller som regel alltid täthetskrav för inläckage av vatten för väg- och järnvägstunnlar. Dessa täthetskrav är ställda för att förhindra grundvattensänkningar samt för att skydda installationer och trygga en hög säkerhet i tunneln. Ett exempel på den höga kravnivån gällande inläckage av vatten är Lundbytunneln i Göteborg, där den maximalt tillåtna mängden inläckande vatten i vissa sektioner var så lågt som 0,5 liter/minut per 100 meter tunnel. Förutom krav ställda för att undvika inläckage och grundvattensänkning gäller även miljörelaterade krav för att undvika grundvattenförorening och annan omgivningspåverkan.

För att förhindra inläckage av vatten och uppnå erforderlig täthet har tätning av berg genom injektering visat sig vara den mest praktiska och ekonomiska metoden vid svenska förhållanden. Omfattande erfarenheter av injektering i svenskt urberg föreligger och metoden används regelmässigt då krav på täthet finns.

Den senaste tiden har erfarenheter från större tunnelprojekt i Skandinavien, exempelvis järnvägstunnlarna genom Hallandsåsen och Romeriksporten i Norge, visat på svårigheter att hantera problem med grundvattensänkningar och föroreningsspridning till omgivningen. Orsaken har varit en komplex problembild med höga täthetskrav, stor vattenföring i berget samt att de kemiska injekteringsmedel som använts för att tätatunnlarna har haft okänt stora negativa konsekvenser för omgivningen. Problembilden

vid Hallandsåsen bestod i en omfattande grundvattensänkning samt förorening av yt- och grundvatten. Denna uppkomna situation resulterade i ett starkt nedsatt förtroende hos allmänhet, politiker och media för hur bergbygggarbranschen hanterar dessa frågor i samband med injekteringsarbeten i berg.

UTREDNINGEN

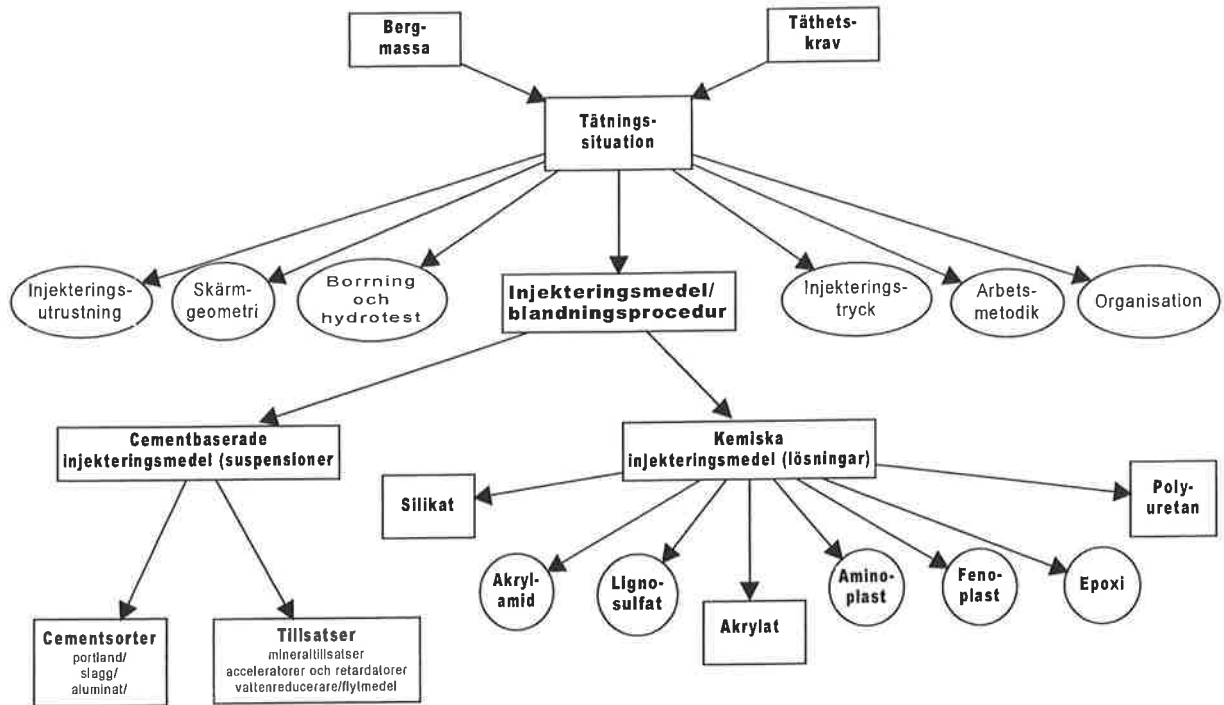
Med utgångspunkt från vunna erfarenheter från ett antal pågående och nyligen avslutade tunnelprojekt i Skandinavien initierades en allmän översyn av vilka tekniska och miljömässiga bedömningsgrunder som gällde för tätningsmetoder och injekteringsmedel inom Vägverkets och Banverkets verksamhetsområden. Vid denna översyn framkom att aktuella beställarorganisationer saknade en övergripande strategi för hur injekteringsarbete skulle planeras och genomföras för att på bästa sätt uppnå ställda täthets- och miljökrav.

Syftet med denna utredning har varit att ta fram ett förbättrat underlag och en strategi att användas av Vägverkets och Banverkets beställarombud. Strategin skall användas som stöd för planering av injekteringsinsatser vid tätning av berg och ger vägledning hur förekommande tekniska och miljömässiga krav bör hanteras.

Målsättningen har varit att strukturera, sammanställa och bedöma fakta och erfarenheter av på marknaden befintliga injekteringsmedel, med avseende på tekniska och miljömässiga aspekter. Sammanställningen ger tillsammans med framtagna bedömningsgrunder för injektering, möjlighet till bedömning av granskade injekteringsmedel som är anpassad efter dagens kravsituation, ur såväl tekniskt som miljömässigt perspektiv.

I denna utredning har inte någon fördjupning gjorts avseende bedömningsgrunder för betonginklädning som tätningsmetod eller infiltration som metod för att upprätthålla grundvattenbalansen lokalt kring tunneln.

I utredningen etablerades en generaliserad bild av förutsättningar, faktorer vid utförande samt valmöjligheter av injekteringsmedel som påverkar utformning av en injekteringsinsats och efterföljande tätningsresultat, se nedan. Strukturen i denna bild har valts som utgångspunkt för upplägget av utredningen.



FÖRUTSÄTTNINGAR

Kraven på miljö- och arbetsmiljöområdet finns uttryckta dels i miljöbalken (från den 1:a januari 1999), dels i arbetsmiljölagen och Arbetskyddsstyrelsens föreskrifter. I lagstiftningen finns redovisningskrav avseende kemikaliers inneboende egenskaper och om dessa kan utgöra ett hot för miljö och hälsa. Redovisningsplikt åligger den som hanterar, dvs. tillverkar, levererar och använder kemikalier. Vidare har den som hanterar kemikalier skyldighet att informera om de miljö- och hälsorisker som finns förknippade med användandet.

Alla beställare har ansvar för att kemikalier hanteras på ett korrekt sätt inom verksamheten och är de som i slutändan kommer att ställas ansvariga om skada på miljö eller hälsa uppstår. Ett övergripande krav att lagstiftningen följs på kemikalieområdet, har tidigare varit det verktyg som beställaren använt för att säkerställa att skada på miljö och hälsa inte uppstår. Idag visar erfarenheter att detta inte är tillräckligt och att beställaren också måste säkerställa att riskbedömningar sker på ett betryggande sätt från fall till fall.

I svensk lagstiftning finns bestämmelser om vattenverksamhet vilken innefattar bl.a. bortledning av grundvatten och utförande av anläggningar för detta. För vattenverksamhet krävs tillstånd enligt miljöbalken om det inte är uppenbart att varken allmänna eller enskilda intressen skadas. Denna bedömning görs av beställaren.

I ansökan till prövande myndighet skall ett tekniskt underlag presenteras inkluderande en hydrogeologisk utredning som visar förhållandena före utbyggnad, effekterna av bortledning av grundvatten och föreslagna åtgärder för att minimera skadlig påverkan. Utöver detta skall även en miljökonsekvensbeskrivning upprättas.

Kravstrukturen gällande injekteringsinsatser vid undermarksarbeten består av tre huvudtyper av krav och kan struktureras enligt nedan:

- Samhället ställer miljömässiga krav på tätnings- och injekteringsinsatser i syfte att skydda omgivningen från oacceptabla grundvattensänkningar och oönskad spridning av föroreningar till omgivningen.
- Beställaren ställer normalt funktionella krav på täthet hos färdigställd tunnel. Dessa krav utformas för att tillgodose säkerheten för trafikanter och fordon, säkerställa erforderliga funktioner på inredning och installationer samt för att ge möjlighet till ett rationellt underhåll. Erfarenheter visar att den slutliga täthetsnivån för en tunnel ofta styrs av de funktionella täthetskraven.
- Utföraren som skall driva en tunnel ställer arbetsplatsbetingade krav, vilka är relaterade till personalens arbetsmiljö och säkerhet. Dessutom har utföraren normalt krav relaterade till effektiviteten, och därmed också till ekonomin i tunneldrivningen.

Ett lyckat tätningsresultat genom injektering är beroende av ett flertal faktorer varav injekteringsmedlet är en bland många. De lokala geologiska och hydrogeologiska förhållandena, tillsammans med täthetskrav och miljöaspekter, är påtagligt styrande för utformningen av injekteringsarbetet och för det slutliga tätningsresultatet. Därför är det svårt att utifrån ett enskilt injekteringsmedels egenskaper dra generella slutsatser om dess funktionalitet vid olika förhållanden. Det faktum att man i en bergmassa kan uppnå ett gott resultat med en injektering, utförd med en viss teknik och ett visst injekteringsmedel, betyder inte att man får samma resultat i en annan bergmassa även om teknikval och injekteringsmedel är identiska.

Styrande faktorer för injekteringen måste, för varje enskilt projekt och för varje enskild tätningsituation, väljas och optimeras utifrån rådande förhållanden.

BEDÖMNINGSGRUNDER FÖR INJEKTERINGSMEDEL

Bedömningen av lämpligheten för ett injekteringsmedel bör baseras på ett antal faktorer såsom :

- Tätnings effektivitet
- Beständighet
- Miljö (arbetsmiljö och omgivningspåverkan)
- Ekonomi (val av injekteringsmedel skall baseras på, för det aktuella projektet, rimliga kostnader avseende materialanskaffning, applicering och funktion, vid en

jämförelse mellan olika alternativ. De ekonomiska aspekterna har inte behandlats i denna utredning).

Tätningseffektivitet

Baserat på aktuell tätningssituation samt en sammanvägd bedömning av övriga styrande faktorer för injekteringen, analyseras vanligen ett antal önskvärda tekniska egenskaper för injekteringsmedlet för att uppnå erforderlig tätningseffekt enligt följande:

- Inträngningsförmåga ; partikelstorlek, kornfördelning, reologiska egenskaper (viskositet, flytgräns), separations- och filtreringsstabilitet, medlets gelning (mikrogel), ”fingering”, eventuell expansion eller krympning från den oreagerade lösningen till det färdigreagerade materialet, etc.
- Hållfasthetstillväxt/gelningstid; användbarhet relaterat till injekteringsmedels hållfasthetstillväxt kan kopplas till flera faktorer, varav kopplingen till specifika tätningssituationer som tätning av kraftiga vattenflöden, tätning av fina sprickor och funktionella krav som begränsad inträngningslängd med mera, är de vanligast förekommande.

För en mer detaljerad beskrivning av de tekniska begreppen avseende tätningseffektivitet hänvisas till huvudrapporten.

Beständighet

Erfordrad beständighet för de aktuella injekteringsmedlen styrs utifrån de funktionella kraven. Är den tätande konstruktionen temporär utformas beständighetskraven utifrån det aktuella projektets behov. För permanenta undermarksanläggningar finns normalt generella beständighetskrav. För vägtunnlar anges i Tunnel 99 krav på teknisk livslängd för anläggningsdelar i tunnelns bärande huvudsystem inkluderande förekommande injekteringsskärmar till 120 år.

För järnvägstunnlar anges i Banverkets komplement till AMA 83, 1998-07-01, att ”Projektör skall vid föreskrivande av material och utförande beakta att den färdiga anläggningens livslängd skall vara 100 år.”

Beständigheten hos ett cementbaserat injekteringsmedel påverkas främst av urlakning och sulfatangrepp. Urlakningen innebär att vatten strömmar på eller genom cementpastan och löser ut kalciumhydroxid ur denna. Kalciumhydroxiden transporteras bort av det strömmande vattnet och cementpastan bryts ner. Om cementpastan är tät kan ingen nedbrytning ske inifrån utan endast vid de ytor som står i direkt kontakt med vatten. Nedbrytningen går då oftast mycket långsamt.

Vid förhållanden med befintligt sulfathaltigt grundvatten i undermarksanläggningens omgivning kan kalk och aluminater ingående i cementpastan i ett senare skede reagera

med de sulfater som finns i grundvattnet. Då ombildas cementen till nya kemiska föreningar med större volym än de ursprungliga komponenterna. Effekten av reaktionen beror på cementpastans volym i förhållande till mothållande berg men har generellt en nedbrytande effekt på den injekterade cementen.

Beständigheten för kemiska injekteringsmedel är komplicerad att bedöma, både utifrån de kemiska lösningarnas sammansättning och de resultat som erhållits från laboratorie- och fältundersökningar.

Miljö- och hälsoriskbedömning

Miljö- och hälsoriskbedömningen av på marknaden förekommande injekteringsmedel (cementbaserade injekteringsmedel såväl som kemiska injekteringsmedel) kan vara komplex eftersom risker kan föreligga i flera hanteringsmoment. Det första hanteringsmomentet utgörs av transporter som följs av lagring, hantering och blandning av injekteringsmedlet på arbetsplatsen där miljöbedömningen också inbegriper arbetsmiljöaspekterna.

För att bedöma ett injekteringsmedels eventuella miljö- och hälsopåverkan fordras kunskap om produkten och de i produkten ingående ämnena (farobedömning), analys av exponeringsvägar och halter i de exponerade miljöerna (exponeringsanalys) samt en sammanvägning av farobedömning och exponeringsanalys inklusive en redogörelse av osäkerheter i bedömningen (riskkaraktärisering). Data som erfordras vid miljö- och hälsoriskbedömning är t.ex.:

- Ämnenas inherent egenskaper, d.v.s. de inneboende miljöegenskaperna för respektive kemikalie avseende yttre miljö och människa (arbetsmiljö).
- Användning i det aktuella fallet; mängder, tidsaspekter, appliceringsförfarande
- Geologiska och hydrologiska förutsättningar
- Hur mycket av beståndsdelarna i injekteringsmedlet som bedöms läcka ut i naturen
- Nedbrytning eller omvandling av de kemiska beståndsdelarna
- Möjliga spridningssätt och spridningsvägar (direktexponering till personal, grundvatten, länshållningsvatten etc.)
- Recipientdata

I de konkreta fallen med injektering i berg vid undermarksarbeten begränsas i denna utredning diskussionen till de specifika effekterna av tätningsprodukterna, d v s arbetsmiljörisker, sekundära risker för däggdjur, akut toxicitet för vattenorganismer och långsiktiga effekter på miljön. I praktiken innebär detta arbetsmiljön för personalen som hanterar produkterna och den yttre miljön till vilken kemikalier kan spridas.

Vidare innebär detta hänsyn till det processvatten som passerar anläggningsarbetet och som kan förmodas innehålla rester av produkterna.

Slutligen tas med denna begränsning också hänsyn till långtidseffekter av kemikalierna i form av upplagring i marken och bioackumulering.

Samtliga dessa miljöfaktorer kan bedömas utifrån angivelser som ska finnas med i varuinformationer.

SLUTSATSER

Alla injekteringsmedel har genom tillverkningsprocesserna och inneboende egenskaper någon inverkan på den omgivande miljön. I denna utredning har en fokusering gjorts på eventuella miljöeffekter, i samband med användande, för ett antal kemiska injekteringsmedel samt ett antal tillsatsmedel som förekommer i cementbaserade injekteringsmedel.

Miljöriskutvärderingar av injekteringsmedel är komplicerade processer. Bedömningar av vilka mängder som kommer att användas samt vad användningen kan innebära i form av oönskade miljöeffekter är svåra att göra på förhand. Dessutom erfordras för en fullständig miljö- och hälsoriskbedömning kunskap om omvandlings- och nedbrytningsprodukter vilken inte alltid är möjlig att erhålla.

Bedömningar av injekteringsmedlens miljöeffekter försvåras ofta av att leverantörer av kemiska produkter inte alltid redovisar produktens kompletta innehåll och sammansättning. De problem som uppdragats i denna utredning med att erhålla relevanta, kompletta varuinformationsblad måste åtgärdas. Kvaliteten på aktuella varuinformationsblad måste höjas idag så att relevanta bedömningar av eventuella miljöeffekter blir möjlig.

Vidare har konstaterats att det kan vara problematiskt för offentliga myndigheter i Sverige att erhålla kompletta uppgifter från leverantörer p.g.a. att den svenska offentlighetsprincipen medför att enskilda ärenden endast kan sekretessbeläggas under en begränsad tidsperiod. Detta kan medföra att "företagshemliga" uppgifter gällande produkten blir svåra att erhålla.

Som en följd av problemet med bristande information i varuinformationsbladen har frågan ställts om de offentliga beställarna skall göra miljömässiga bedömningar baserade enbart på leverantörernas information eller om de själva skall göra analyser av produkters innehåll och miljörelaterade konsekvenser. Med en vidare utblick kan det vara önskvärt med ett branschgemensamt organ som genomför dessa tester och bedömningar.

En generell slutsats som framkommit i denna utredning är att de offentliga beställarna bör ta fram interna avvecklingsplaner för ämnen som är behäftade med restriktioner eller som är associerade med tveksamheter avseende hälso- och miljöegenskaper.

Cementbaserade injekteringsmedel

Cementbaserade injekteringsmedel är det vanligast förekommande injekteringsmedlet vid bergbyggande i Sverige och medger att ställda täthetskrav normalt kan innehållas för de flesta tätningssituationer. Problem med att uppnå erforderlig täthetsgrad med cementbaserade injekteringsmedel uppstår främst vid tätning av fina sprickor eller vid större sprick- och krosszoner där vattenströmningen resulterar i problem med utspädning eller bortspolning av det cementbaserade injekteringsmedlet.

I denna utredning har en grov inventering avseende miljömässiga egenskaper gjorts, för ett fåtal vanligt använda tillsatsmedel. För att framgent kunna genomföra tillförlitliga bedömningar av använda tillsatsmedels miljöeffekter krävs att en genomgripande granskning görs av alla på marknaden förekommande tillsatsmedel.

Resultaten från bedömningar av de miljömässiga egenskaperna för de granskade tillsatsmedlen visar inte på några oroande effekter. Cementbaserade injekteringsmedel med granskade tillsatsmedel kan därför ur miljösynpunkt användas utan att större risker föreligger. Dessa medel skall dock alltid hanteras på ett sätt som bidrar till en god arbetsmiljö och att en förorening av omgivningen undviks.

Övriga suspensioner

För övriga, icke cementbaserade, suspensioner finns behov av att vidareutveckla injekteringsmedel med förbättrade egenskaper avseende tätningseffektivitet och långtidsbeständighet. Vid denna utveckling skall också miljöaspekterna beaktas så att de nya suspensionerna inte medför oacceptabla miljöeffekter.

På marknaden förekommer ett magnesiumbaserat injekteringsmedel av suspensionskaraktär. Medlet består endast av oorganiska alkaliska jordartsmetaller och bedöms som ett miljövänligt injekteringsmedel. Problem med utspädning vid injektering i samband med kraftiga vattenflöden kan föreligga innan gelningsreaktionen för medlet hinner starta, på grund av att hållfasthetstillväxten regleras av bland annat vattnet och dess temperatur.

De positiva tekniska egenskaperna för detta magnesiumbaserade injekteringsmedel utgörs av en varierbar och snabb hållfasthetstillväxt. Testresultat indikerar dock en relativt sett sämre filtreringsstabilitet och penetreringsförmåga jämfört med övriga finmalda cementbaserade injekteringsmedel på marknaden. Möjligheterna att styra härdningsförloppet medför att detta injekteringsmedel är lämpat för situationer där styrning av injekteringsmedlets utbredning erfordras.

En slutlig sammanvägd bedömning av detta injekteringsmedel kan endast göras efter att ett mer komplett underlag presenterats tillsammans med erfarenheter från praktiska fältförsök.

Kemiska injekteringsmedel

Kemiska injekteringsmedel kännetecknas av egenskaper som god inträngningsförmåga och stora möjligheter att styra härdningsförloppet. Dessa egenskaper gör kemisk injektering fördelaktig vid tätning av fina sprickor, vid behov av att styra injekteringsmedlet och för att stoppa stora vattenflöden.

De kemiska injekteringsmedel som bedöms som användbara vid tätning av berg kan indelas i fyra huvudgrupper utifrån tätningsmassans huvudbeståndsdelar enligt:

1. silikater/vattenglas
2. akrylat- och metakrylatpolymerer
3. enkomponent polyuretan
4. tvåkomponent polyuretan

Kunskapen om långtidsbeständigheten för kemiska injekteringsmedel är generellt bristfällig i nuläget. Bättre kunskap gällande kemiska injekteringsmedels långtidsbeständighet är därför önskvärd. Det är också önskvärdt att praxis för bedömningar av långtidsbeständighet utarbetas och att standardiserade metoder för beständighetstester (accelererande åldringstester) tas fram.

Ett mycket angeläget behov är att nya miljövänligare kemiska injekteringsmedel, med goda tätningsegenskaper och god beständighet, utvecklas. Detta kan ske genom att nya kemiska injekteringsmedel utvecklas, eller att komponenter med negativa miljöeffekter, ingående i befintliga injekteringsmedlen, ersätts med nya miljövänligare komponenter.

Silikatbaserade medel har en ifrågasatt beständighet p.g.a. syneresis och anses därför normalt som ett godtagbart material enbart vid temporära åtgärder utan krav på långtidsstabilitet.

För dessa produkter har natriumaluminat och diformaldehyd som katalysator och härdare bedömts ha arbetsmiljömässiga risker medan t ex ättiksyra medför ringa risk.

Akrylater är lämpliga ur teknisk synvinkel för tätning av fina sprickor på grund av medlets goda inträngningsförmåga. Möjligheterna att styra härdningsförloppet är stora. Gelningstiden för medlet kan förkortas avsevärt men kan medföra att möjligheterna att behärska injekteringsmedlets utbredning begränsas.

Medlet är mindre lämpat för tätningsituationer vid kraftiga vattenflöden på grund av risk för utspädning varvid gelningen försvåras eller uteblir. Vid kraftiga vattenflöden finns dessutom en risk för att gelstrukturen blir inhomogen och mindre stabil mot tryck. Akrylater är svårösliga i vatten och anses ha en god beständighet med undantaget att den resulterande gelen påverkas negativt av frost och uttorkning.

Miljöeffekterna av akrylat- och metakrylatprodukterna då de ligger i berget bedöms som små till mycket små. De största riskerna med denna typ av tätningsmedel föreligger vid

beredning och tillförsel av utgångsmaterialen. Arbetsmiljömässigt måste de hanteras med försiktighet. Sammantaget bedöms miljöeffekterna av de akrylatbaserade tätningssmedlen som små då de applicerats.

Enkomponents polyuretan är lämpligt ur teknisk synvinkel för tätning av fina sprickor på grund av medlets goda inträngningsförmåga. Möjligheterna att styra härdningsförloppet medför att enkomponents polyuretan även är lämpat för situationer där styrning av injekteringsmedlets utbredning erfordras. Slutligen är medlet lämpat för tätningssituationer vid kraftiga vattenflöden dels på grund av att det polymeriserar vid kontakt med vatten, dels för att det ej är vattenlösligt och därför inte är behäftat med utspädningsproblem. Vid extrema vattenflöden finns det dock en risk att medlet spolats ur berget innan reaktionen hinner starta.

Enkomponents polyuretan anses generellt ha en god beständighet och är ej lösligt i vatten. Två produkter på den svenska marknaden har en dokumenterad långtidsstabilitet varför de kan användas när krav på beständighet föreligger. För denna produkttyp har tre risksituationer identifierats, avseende hälsa och miljö; isocyanater (metylendifenyl-diisocyanat, MDI) då det gäller arbetsmiljö, mjukgörarna dibutylftalat och dibutylmaleat med sina momentana effekter på yttre miljö och mjukgöraren propylenkarbonat som kan antas ha negativa långtidseffekter på den yttre miljön.

Tvåkomponents polyuretan är lämpligt ur teknisk synvinkel för tätning av fina sprickor på grund av medlets goda inträngningsförmåga. Möjligheterna att styra härdningsförloppet medför att tvåkomponents polyuretan även är lämpat för situationer där styrning av injekteringsmedlets utbredning erfordras. Vid dessa situationer kan tvåkomponents polyuretan vara att föredra jämfört med enkomponents polyuretan, rent tekniskt, genom en snabbare gelningstid. Slutligen är medlet lämpat för tätningssituationer vid kraftiga vattenflöden dels på grund av att det polymeriserar vid blandningstillfället, dels för att det ej är vattenlösligt och därför inte är behäftade med utspädningsproblem.

För produkter baserade på tvåkomponents polyuretan har arbetsmiljörisker identifierats eftersom tvåkomponents polyuretan kräver hantering av fria MDI- monomerer i större mängder än vid användande av enkomponents polyuretan.

STRATEGI

Ett syfte med denna utredning har varit att ta fram en strategi att användas av Vägverkets och Banverkets beställarombud. Strategin skall användas som stöd för planering av injekteringsinsatser vid tätning av berg och ger vägledning hur förekommande tekniska och miljömässiga krav bör hanteras. Denna strategi kan även användas vid tätning av lösa jordlager samt vid tätning av temporära konstruktioner t.ex. sponter.

- Vid upphandling av entreprenader inom Vägverkets verksamhetsområde gäller regler för kvalitetssäkring, miljökrav och gällande allmänna tekniska beskrivningar, exempelvis Tunnel 99.
- Vid upphandling av entreprenader inom Banverkets verksamhet gäller regler för miljöpolicy, riktlinjer vid val av kemiska produkter med avseende på hälso- och miljöfarlighet och JärnvägsAMA.
- Baserat på rådande förutsättningar (ställda täthets- och miljökrav samt bergmassa) identifieras aktuell tätningssituation.
- Val av tätningssituation (injektering eller betonginklädnad) alternativt permanent infiltration som åtgärd för att upprätthålla grundvattennivån görs i ett tidigt skede av alla undermarksprojekt, baserat på en sammanvägd bedömning av tekniska, miljömässiga och ekonomiska aspekter.

Vid val av injektering som tätningssituation skall:

- cementbaserade injekteringsmedel användas så långt det är tekniskt möjligt (granskade produkter har generellt god beständighet och överblickbara miljöeffekter). Egenskaper för aktuella cementbaserade medel samt styrande faktorer för vald injekteringsmetod skall väljas för att erhålla ett ”för situationen bästa injekteringsmetod/ medel”. Injektering kan vid behov genomföras i flera omgångar.

Vid specifika förutsättningar där injektering med cementbaserade medel är otillräckliga kan dock kemiska injekteringsmedel erfordras. Då skall följande beaktas:

- Ett fåtal kemiska injekteringsmedel får ej användas p.g.a. konstaterat oacceptabla miljöeffekter. Vägverket har förbjudit all användning av tätningssmedlet Rhoca-Gil 110/25 samt produkter som innehåller akrylamid eller metylolakrylamid.
- Baserat på tätningssituation och tekniska och beständighetsmässiga bedömningsgrunder identifieras lämpliga kemiska injekteringsmedel. Beställaren gör i varje enskilt fall, tillsammans med utföraren, en bedömning av behovet av kemisk injektering med utgångspunkt från kunskapen om geologiska och hydrologiska data.
- För valda kemiska injekteringsmedel görs objektsspecifika miljöriskutvärderingar m.a.p. bedömd miljöeffekter för aktuellt medel (bl.a. ekotoxikologiska och arbetsmiljömässiga data), bedömda mängder injekteringsmedel, bedömda mängder utläckande kemikalier/medel, spridningsvägar, aktuell recipient, etc. För projekt där mindre mängder bedöms att användas kan denna miljöriskutvärdering göras på en övergripande nivå med konservativa antaganden. Vid projekt där större mängder kemiska injekteringsmedel bedöms att användas skall en mer detaljerad miljöriskutvärdering genomföras.
- Baserat på en samlad avvägning utifrån funktionella, miljömässiga och kostnadsmässiga kriterier väljs det kemiska injekteringsmedel som är bäst lämpat för situationen. Vid detta val skall produktvalsprincipen/substitutionsprincipen gälla, d.v.s. skyldigheten för varje verksamhetsutövare att undvika sådana farliga ämnen och beredningar i form av kemikalier eller biotekniska produkter som kan ersättas

med mindre farliga motsvarigheter. Beställaren godkänner utförarens användning av kemiskt injekteringsmedel efter prövning i varje enskilt fall.

- Vid användande av kemiska injekteringsmedel skall beställaren kontakta tillsynsmyndigheten i förväg för att informera om bedömd användning (mängd) samt arbets- och provtagningsrutiner. Vid avvikelse från bedömd användning eller från framtagna miljöriskutvärdering skall tillsynsmyndigheten snarast underrättas.
- Ett detaljerat kontrollprogram inkluderande uppföljningsrutiner skall utarbetas vid användning av kemiska injekteringsmedel. Förändringar av framtagna kontrollprogram kan göras efter samråd med tillsynsmyndigheten. Vid användande av kemiska injekteringsmedel kontrolleras omgivande grundvatten samt länshållningsvatten med avseende på de miljöbelastande restkomponenter som ingår i aktuellt injekteringsmedel. Analyser tas före och efter eventuella reningssteg och i förekommande sedimentationsbassängers sediment. Analyserna skall utföras av ackrediterat laboratorium. Halterna avgör hur detta sediment skall omhändertas. Synpunkter och råd om hantering av sedimenten inhämtas i varje enskilt fall från tillsynsmyndigheten.
- I syfte att minimera spridningen av potentiellt miljöskadliga ämnen till omgivningen skall eventuella reningsmetoder utvärderas och föreslås.
- Bedömning av utförarens miljö- och kvalitetsdokument skall göras. I dessa handlingar skall utföraren redogöra för vilka principer och vilken teknik som kommer att användas för bl.a. applicering och uppsamling av injekteringsmedlet samt rening och avledning av länshållnings- och lakvatten. Detaljerade arbetsrutiner innefattande skyddsföreskrifter för arbetsmiljön samt åtgärder för att begränsa utsläpp av skadliga restprodukter till recipienten skall utarbetas. Rutinerna skall bl.a. tillse att dosering sker på rätt sätt samt att överblivet spill tillvaratas istället för att låta detta följa med länshållningsvattnet ut ur tunneln.
- Tillsynsmyndigheten informeras, efter användandet, om använd mängd samt resultat från provtagningarna. En utvärdering av resultaten görs tillsammans med tillsynsmyndigheten.

SUMMARY

Underground construction works are often faced with problems relating to ground water. As a rule, watertightness requirements always apply in Sweden for underground road and railway tunnels. These requirements are set in order to prevent a lowering of the water table, to protect existing installations and building foundations and to ensure a high level of safety in the tunnel. In addition, requirements have been imposed to protect against ground water pollution and other detrimental impact on the environment. The Lundby road tunnel in Gothenburg provides an example that illustrates the high requirements set to prevent water seepage. In this tunnel, the maximum amount of water seepage permitted in certain sections was as low as 0.5 litres/minute per 100 metres of tunnel.

To prevent water seepage and fulfil the watertightness requirements, rock sealing through grouting has been shown to be the most practical and economical method for

the conditions prevailing in Sweden. Over the years, a great deal of experience has been accumulated in grouting Swedish bedrock, and grouting has come to be the method normally used where sealing requirements exist.

Recently, major tunnel projects in Scandinavia, such as the railway tunnel through the *Hallandsåsen* in Sweden and *Romeriksporten* in Norway have shown the difficulties encountered in maintaining the water table and preventing ground contamination. The combination of extremely high demands on sealing, the large quantity of water being transported through the rock as well as the chemical grouts used to seal the tunnels resulted in major unforeseen environmental damage. At *Hallandsåsen* this entailed a serious lowering of the groundwater table, extensive surface and ground water pollution, dried-up watercourses and wells, contamination of tunnel workers, local cattle and marine life to noxious substances. This all led to enormous publicity and a major loss of public faith in the rock engineering industry. In 1997, the lowering of the water table and the acrylamide pollution of the surrounding ground led to a decision to stop the tunnel driving works in *Hallandsåsen*. The tunnel drive today (1999) is still halted.

Based on the experience gathered from a number of current or recently completed tunnel projects in Scandinavia, a general inspection was initiated of the technical and environmental assessment criteria that apply to sealing methods and grouts used within the Swedish National Road Administration and National Rail Administration's respective fields of operation. During this examination, it became apparent that both these contracting authorities lacked an applicable strategy on how grouting works should be planned and implemented to best meet sealing and environmental requirements.

The purpose of the presented investigation was to produce better material for decision-making purposes along with a systematic strategy to support the Road and Rail Administrations when planning activities involving rock sealing. The aim was to gather facts about the grout mixes available on the market, evaluate the experience acquired with these mixes, categorise them according to their technical and environmental properties and make a compendium of the findings. In combination with the criteria of assessment for grouting, the compendium makes it possible to assess the grouts according to how they comply with current technical and environmental demands.

This investigation did not include any in-depth examination of assessment criteria for concrete lining as a sealing method or of infiltration as a method for maintaining an equilibrium in the groundwater level in the immediate vicinity of the tunnel.

BERGTÄTNING MED POLYURETAN

Rock grouting with polyurethane

Helen Andersson, Geoteknisk Spiss-Teknikk AS

1. INLEDNING

Behovet för att använda berggrunden för tunnlar och underjordiska anläggningar ökar. Kraven på effektiv och ekonomisk berginjektering, med dokumenterad långtidsbeständighet, kommer därför öka i framtida projekt. Forskningen inom injekteringsområdet hade i Sverige handlat framförallt om cementinjektering, medan insatserna kring s.k. kemisk injektering varit få. Byggnadsindustrin ansåg inte detta vara tillfredsställande, eftersom kemisk injektering är ett värdefullt komplement till konventionell injektering. För att lära mer om användandet av polyuretanbaserade injekteringsmaterial, som när det reagerar med vatten i berget producerar koldioxid och expanderar till ett skum, initierades det forskningsprojekt (Andersson, 1998), finansierat av SBUF, Bfr och SveBeFo, som i korthet ska beskrivas i det följande.

Injektering med cementsuspension utgör basen i all tätning, men kan inte lösa alla typer av läckage. Speciellt vid efterinjektering har kemisk injektering under många år använts som komplement till cementinjektering. Ett problem är att partiklarna i cementbruket kan fastna i trånga spricköppningar och hindra inträngningen. Vidare kan det ibland vara svårt att få cementsuspensionen att stanna kvar i bergmassan. Framförallt i starkt uppspruckna, vattenförande zoner i berget kan suspensionen transporteras iväg och/eller spädas ut.

Den övergripande hypotesen i arbetet var dels att kemiska injekteringsmedel har bättre inträngningsförmåga än cementsuspension, bl.a. eftersom de inte innehåller några partiklar, dels att de kan användas för att styra injekteringen med cement, eftersom deras härdningstid kan regleras. Således används t.ex. polyuretaner för fintätning när täthetskraven är stränga. Polyuretanmedel kan också vara lämpligt att använda för att skapa en "vägg" av härdat material närmast tunneln, vilken kan nyttjas som mothåll för cementinjekteringen.

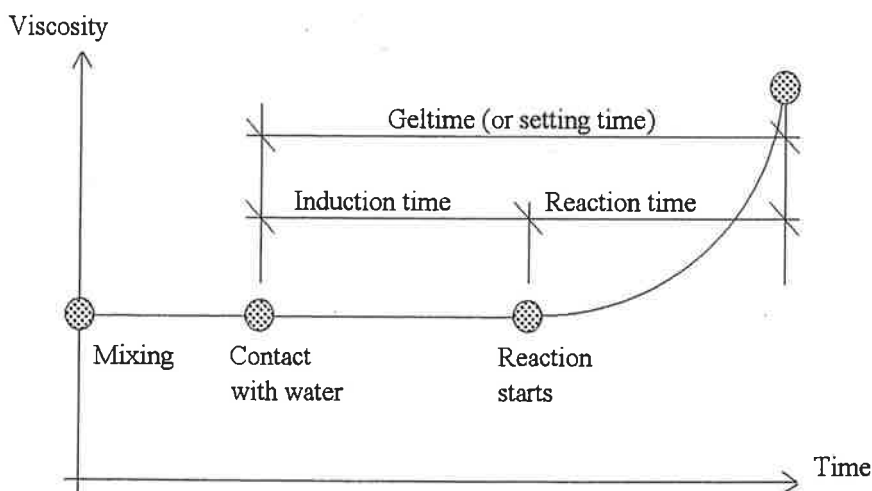
Polyuretan har använts för injektering av berg, jord och betong sedan slutet av 60-talet. Oftast har polyuretan lyckats där andra material misslyckats, men ibland har resultatet varit otillfredsställande. I stora drag var syftet med projektet att lära mer om polyuretans beteende och genom att studera de bakomliggande mekanismerna kunna förklara varför man får ett visst resultat. Målsättningen var att genom experiment i laboratorium och i fält kunna dra slutsatser kring polyuretaners beteende i olika geologiska miljöer och därmed kunna ge rekommendationer kring användningen av sådana material.

2. ALLMÄNT OM POLYURETANINJEKTERING

2.1 Viktiga egenskaper hos polyuretanmedel

Typiskt för kemiska injekteringsmedel är att de saknar partiklar och att inträngningsförmågan därför bestäms enbart av medlets viskositet och geltid. Geltiden hör ihop med en ändring (mestadels en snabb ökning) av medlets viskositet, vilket gör att utbredningen av injekteringsmaterial kan kontrolleras. Följande egenskaper är viktiga att känna till för att kunna förstå och eventuellt försöka förutsäga polyuretanbaserade injekteringsmedels beteende i en geologisk miljö:

- flödesegenskaperna för oreagerad respektive reagerande polyuretan; kanske framförallt *viskositeten*, som beskriver hur lätt en vätska flyter, men även *geltiden* då viskositeten ökar rejält genom bildning av tvärbindingar i plasten och materialet stannar upp
- den extra inträngning respektive tryck, som inte beror på pumptrycket, utan av den reaktion mellan polyuretan och vatten då CO₂ bildas och materialet expanderar
- det tidsberoende härdningsförloppet hos s.k. enkomponents polyuretaner; reaktionen startar först efter en s.k. induktionstid trots att materialet kommit i kontakt med vatten



Figur 1 Principiellt diagram för polyuretans tidsberoende viskositetsändringar
Principle time dependent change in viscosity for polyurethane grouts
(efter Bogdanoff, 1990)

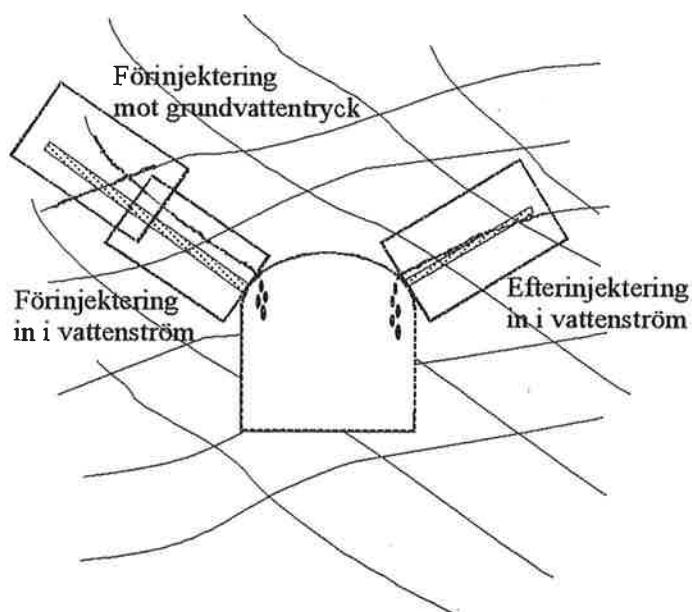
Figuren ovan illustrerar det tidsberoende härdningsförloppet med ändringarna i viskositet under reaktionen. Reaktionen mellan polyisocyanat och vatten ger ureaderivat och CO₂-gas avges; viskositeten kan möjligen minska temporärt p.g.a. gasens låga viskositet. Därefter ökar viskositeten när ureaderivat fortsätter att reagera med polyisocyanat, vilket ger en högmolekylär plast.

Geltiden definieras oftast som tiden mellan blandning eller katalysatortillsats och bildandet av ett fast material (Littlejohn, 1985). Induktionstiden utgör tiden från när polyuretanen kommer i kontakt med vatten och tills reaktionen sätter igång; den beror framförallt på mängden katalysator och temperaturen. Reaktionstiden definieras som den totala tiden för fasomvandlingarna i injekteringsmedlet; från enbart vätskefas till ett tvåfassystem av vätska och gas, och slutligen till ett fast material allteftersom härdningen fortgår.

Det är viktigt att hålla tidsberoendet i minnet när man studerar, eller överhuvudtaget arbetar med, polyuretanbaserade injekteringsmedel. Ändringarna i viskositet i varje enskild del av polyuretanen bestäms ju av när just den delen av medlet kom i kontakt med vattnet. Således kan delar av den injekterade volymen fortfarande vara flytande medan andra delar redan har härdat.

2.2 Konceptuell modell för tunneltätning

I planeringen av projektet ställdes en konceptuell modell för tätning av en bergtunnel upp. Den enkla modellen baserades på en hypotetisk injekteringssituation som innefattar både för- och efterinjektering (se figur nedan).



Figur 2 Konceptuell modell – en hypotetisk injekteringssituation
Conceptual model – a hypothetical grouting situation

Det som brukar framhållas som den stora skillnaden mellan dessa två injekteringstyper är vilket injekteringstryck som kan användas. I efterinjektering som ofta utförs relativt nära bergytan i tunneln måste injekteringstrycket vara ganska lågt för att inte injekteringsmaterialet ska rinna ut i tunneln innan det hunnit härdas. I förinjektering som utförs längre in i berget kan vanligen högre injekteringstryck användas och den typen injektering betraktas därför ofta som mer effektiv än efterinjektering.

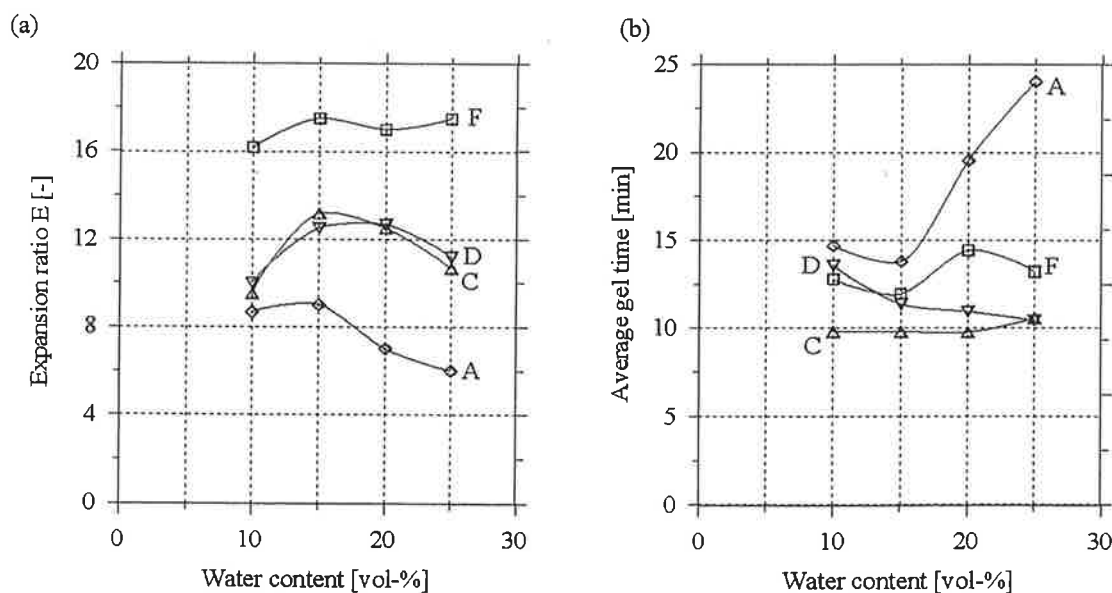
Istället för att skilja mellan för- och efterinjektering bör, enligt min mening, kriteriet för att beskriva en injekteringssituation vara hurvida vatten strömmar i berget eller inte. Förinjektering av starkt uppsprucket berg med vatten som strömmar in genom tunnelfronten kan jämföras med efterinjektering av kvarstående vattenläckage. I båda fallen injekteras ett medel in i en vattenström och speciellt höga tryck brukar inte kunna användas i någondera fallet. Situationen utan strömmande vatten motsvarar oftast förinjektering av kompetent berg där injekteringsmedlet pumpas mot ett konstant grundvattentryck.

3. LABORATORIE- OCH FÄLTFÖRSÖK

3.1 Expansionsförsök

Enkla expansionstester användes för att studera hur olika faktorer påverkar volymsökningen under reaktionen mellan polyuretanmedlen och vatten. Expansionstesterna utfördes på fyra kommersiellt tillgängliga polyuretanprodukter av s.k. enkomponentstyp och avsikten var att urskilja det material som var mest jämnt för att sedan kunna använda det i rörströmningsförsöken.

När metoderna för expansionstesterna arbetades fram betonades vikten av att hålla flera faktorer konstanta för att begränsa antalet tester. Därför hölls (i) den omgivande temperaturen på 8°C, (ii) mängden katalysator på ett minimum och (iii) omrörningen konstant (10 s med 1200 RPM). En översyn av liknande tester visade att det är av största vikt att omrörningen utförs på ett väl definierat och repeterbart sätt.



Figur 3 Resultat av fria expansionsförsök för polyuretanerna A, C, D och F; medelvärde för (a) expansionsgrad och (b) geltid mot vattentillsats
Results of the free expansion tests for polyurethanes A, C, D and F; average (a) expansion ratio, and (b) gel time vs. water content

I försöken studerades volymsökning i fri expansion respektive expansionsstryck i ett slutet kärl. Under testerna betonades speciellt vikten av ett konsekvent beteende för de reagerande polyuretanmedlen. Syftet med expansionsgradstesterna var att fastställa inverkan på reaktionsprocessen p.g.a. varierande vattentillsats (se Figur 3). Syftet med expansionsstryckstesterna var att undersöka inverkan av olika mottryck och olika storlek på kärlet. Resultaten blev som förväntat mindre expansionsgrad vid högre mottryck, samt högre expansionsstryck vid mindre initiell luftvolym.

För expansionsstryckstesterna visade resultaten dock att maximal tryckökning och expansionsgrad inte följde något typiskt mönster. En förenklad analys gjordes av hur stor del av den tryckökning som mättes upp under testerna, som kommer av att luften i mätkärlet komprimeras under volymsökningen, att temperaturen i kärlet ökar p.g.a. den exoterma reaktionen, samt slutligen att koldioxid släpper från skummet.

Avsikten med expansionsförsöken var inte att försöka efterlikna en fältsituation. Målet med försöken var att erhålla tillräckligt mycket information om materialens beteende för att kunna välja ut ett av dem för vidare testning. Resultaten visade att material F var det jämnaste materialet och det valdes för rörströmningsförsöken.

3.2 Rörströmningsförsök

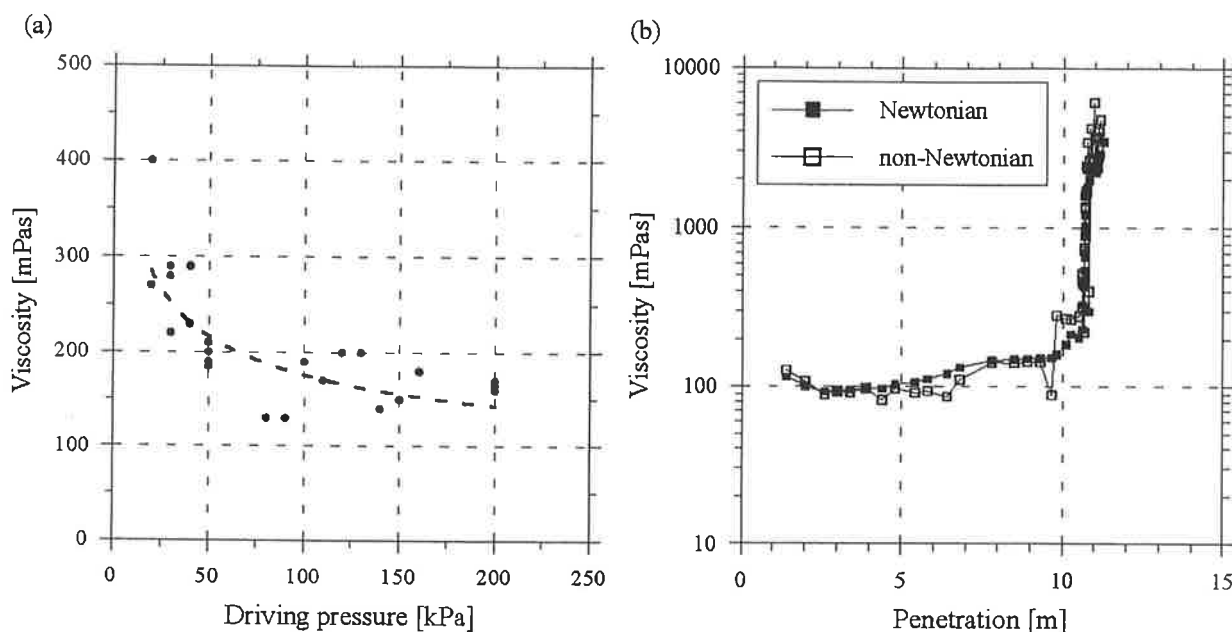
Tyngdpunkten i projektet låg just i rörströmningsförsöken, som planerades utifrån den konceptuella modell som presenterades tidigare, dvs. polyuretan injekterades dels mot ett grundvattentryck, dels in i strömmande vatten. Inverkan på flödet p.g.a. olika faktorer skulle undersökas och en teoretisk modell för polyuretanflöde i en rörmodell togs därför fram. Hypoteser ställdes upp för testerna som syftade till att studera hur polyuretanbaserade injekteringsmedel beter sig under olika geologiska förhållanden.

I de försök där polyuretan injekterades mot ett konstant grundvattentryck liknas situationen vid förinjektering av bra berg utan strömmande vatten. Under testerna pumpades polyuretan in i en vattenfylld rörmodell och pumptrycket stängdes av när CO₂-bubblor observerades vid injekteringsfronten, dvs. reaktionen mellan polyuretan och vatten hade kommit igång. Sedan registrerades den extra inträngning som sker p.g.a. volymexpansionen. Det var också av intresse att kunna studera det tryck som kommer av att CO₂ bildas och ett system för tryckmätning utvecklades därför.

Generellt sett var de här testerna entydiga och de visade bl.a. att oreagerat material kunde betraktas som en Newtonsk vätska, dvs. att det inte finns någon inre friktion som måste övervinnas innan materialet börjar strömma.

Vidare utfördes rörströmningsförsök där polyuretan injekterades in i strömmande vatten med olika gradienter; situationen kan liknas vid efterinjektering alternativt förinjektering av dåligt berg. Polyuretanmedel pumpades in i vattenströmmen, varvid medlet strömmade nedströms respektive uppströms beroende på injekteringstrycket och vattengradienten. I de här testerna stängdes pumpen av när en viss mängd medel pumpats in, dvs. ett volymkriterium nyttjades. Polyuretanens beteende efter pumpstopp dokumenterades noga och trycket mättes, både nedströms och uppströms.

De här rörförsöken var mycket givande och visade framförallt att det är viktigt att använda ett resolut injekteringstryck vid tätning av berg med strömmande vatten. I samtliga tester fick då materialet nedströms lugn och ro och kunde reagera och bilda pluggar, varvid det reagerande materialet vände uppströms.



Figur 4 Utvärderad viskositet för (a) oreagerad polyuretan mot använt drivtryck och (b) oreagerad och reagerande polyuretan mot inträngning med $\Delta p = 200$ kPa
Evaluated viscosity for (a) unreacted polyurethane vs. driving pressure, and (b) unreacted and reacting polyurethane vs. penetration $\Delta p = 200$ kPa

Den teoretiska flödesmodellen, som byggde på flödesteori för Newtonska vätskor, användes för att förutsäga inträngningshastigheten för polyuretanan i rörmodellen; drivtrycket och rördiametern bestämmer hastigheten. Flödesmodellen utnyttjades även för att utvärdera parametrar som t.ex. konduktivitet, som sedan användes i FDM-modelleringen av flödet av polyuretan i rörmodellen.

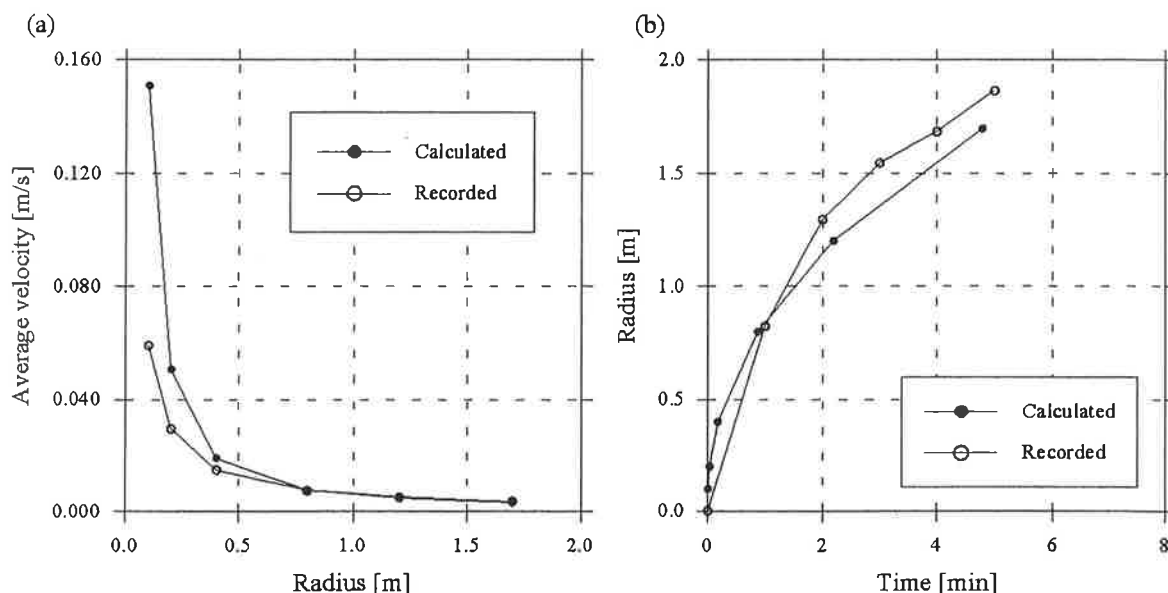
En "best-fit"-procedur användes för att utvärdera viskositeten för oreagerad polyuretan; viskositeten var i stort sett konstant utom för mycket låga drivtryck då den verkade öka (se Figur 4a). För några av försöken mot konstant grundvattentryck utvärderades viskositeten för oreagerad och reagerande polyuretan från töjningshastighet och skjuvspänning (se Figur 4b). Vidare studerades frontstabiliteten för polyuretanflöde i vatten; när polyuretan tränger undan vatten erhålls en stabil front, medan när vatten tränger undan polyuretan uppträder s.k. "fingering".

Avsikten med rörströmningsförsöken var att studera det fenomenologiska beteendet hos polyuretanmedel, samt att undersöka storleken och effekten av expansionstrycket under reaktionen. Resultaten verifierade i stor grad de hypoteser som ställts upp inför testerna, med ett undantag – det gick inte att konstatera någon tydlig minskning i viskositeten för den reagerande polyuretanan p.g.a. CO₂-bubblorna.

3.3 Fältförsök

Fältförsöket vid Chalmers berglaboratorium Röda Sten i Göteborg syftade till att studera beteendet hos polyuretanmaterial i en verklig injekteringssituation. Avsikten med testet var att förutsäga injekteringsprocessen och att försöka observera inverkan av reaktionen mellan polyuretanen och vatten, genom att isolera en enstaka spricka i berget och injektera den med polyuretan. Resultaten från labtesterna användes dels för att förutsäga injekteringen, dels för att utvärdera resultatet av försöket.

Förutom polyuretaninjektering omfattade arbetet hydrauliska tester för att få fram en geohydrologisk bild av testplatsen och en hydraulisk stimulering utfördes i ett borrhål för att försöka skjuva upp en spricka och därmed öka dess sprickvidd. För att isolera bergmassan som skulle användas för polyuretaninjektering utfördes injektering med cement av barriärer runtomkring testplatsen. Ett fabricerat grundvattentryck erhöles genom att trycksätta en vattenridå i bergmassan och ett system för tryckmätning installerades både i bergmassan och i dubbelmanschetten för injekteringstestet.



Figur 5 Polyuretanflöde nedströms i en spricka med antagen sprickvidd $150 \mu\text{m}$; (a) medelhastighet mot inträngningsradie och (b) inträngningsradie mot tid *Flow of polyurethane downstream in a fracture with an assumed aperture of $150 \mu\text{m}$; (a) average velocity vs. radius and (b) radius vs. time*

Flödes- och tryckdata visade en tryckförlust på drygt 15% när polyuretanen nått till spricköppningen och polyuretanens reaktion med vatten observerades som en tryckökning efter pumpstopp. Det mest troliga injekteringsförloppet, dvs. med cirkulär-cylindrisk inträngning i en enskild vattenförande spricka, verifierades genom överborrning av manschetten och beräkning av inträngning mot tid i en sprickvidd som korrigerats m a p kritiskt tryck (se Figur 5). Sammanfattningsvis stödde resultaten från fältförsöket de slutsatser om polyuretanens beteende som dragits i laboratoriet.

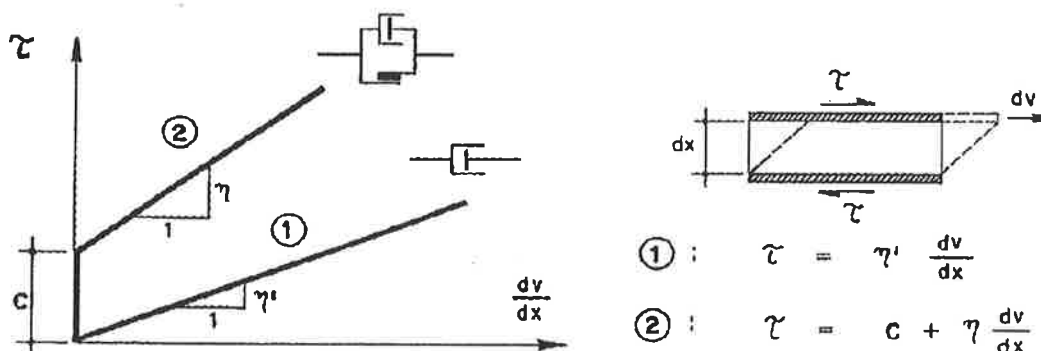
4. SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

4.1 Slutsatser kring polyuretanmedels beteende

Med kännedom om de speciella egenskaperna hos polyuretanbaserade injekteringsmedel, samt med de erfarenheter som erhöles i labförsöken och som sedan även verifierades i fält, framhålls följande slutsatser om polyuretanmedels beteende:

- Newtonskt beteende

Oreagerat polyuretanmedel kan betraktas som en Newtonsk vätska (se Figur 6), vilket är en fördel eftersom kända flödessamband och teoretiska modeller då kan användas i beräkningar av olika slag. Inträngningsförmågan är lika god som för andra Newtonska vätskor, men med dess relativt sett höga viskositet strömmar polyuretan långsammare än en lågviskös vätska, som exempelvis en lösning.



Figur 6 Reologiska samband för; ① Newtonsk vätska, och ② Binghamvätska
Rheological laws; ① Newton's body, ② Bingham's body (Lombardi, 1985)

Viskositeten för oreagerad polyuretan verkar till viss del bero på drivtryckets storlek, såtillvida att den ökar något vid mycket låga drivtryck. Det betyder att ett alltför lågt injekteringsstryck kan försvåra inträngningen av injekteringsmedlet in i sprickorna. Tryckupbyggnaden p.g.a. koldioxid som ackumulerats bakom en plugg av reagerad polyuretan, liksom tillräckligt höga injekteringsstryck, gynnar däremot inträngningen av ett polyuretanbaserat injekteringsmedel i ett spricksystem.

- Koldioxidens inverkan

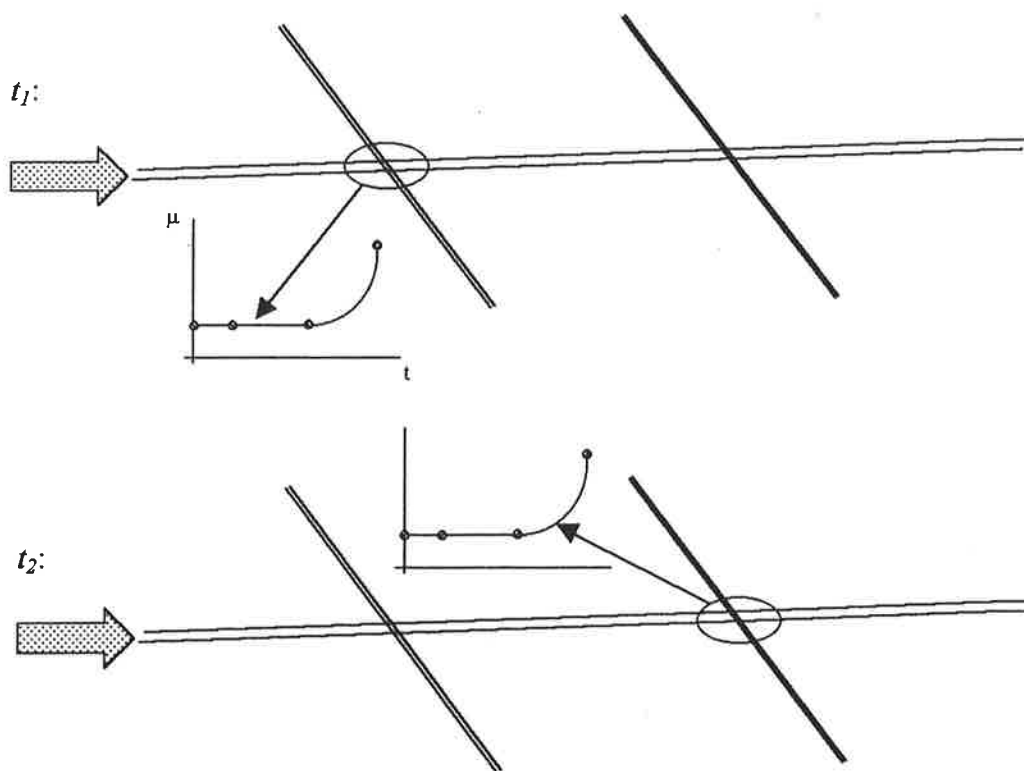
När polyuretanbaserade injekteringsmedel reagerar med vatten produceras koldioxid (CO_2) och medlet expanderar till ett skum. Expansionen under härdningen har framhållits som en positiv faktor för injekteringsändamål eftersom den möjliggör tätning av sprickor med rinnande vatten och trycket som stängs in av härdat material hjälper till att driva medel in i fina sprickor (exv. Borchardt, 1993). I injekteringsprocessen inverkar den genererade koldioxidgasen på medlets inträngning på två sätt: (i) genom att orsaka polyuretanskumets volymexpansion och (ii) genom att öka trycket bakom fronten av reagerande polyuretan.

En tydlig viskositetsminskning för den reagerande polyuretanen p.g.a. gasens låga viskositet kunde inte urskiljas i försöken. Troligen motverkas en sådan minskning av bildningen av tvärbindingar under gelningen. När ett system av sprickor i berget injekteras är dock strömning möjlig i många riktningar och en eventuell viskositetsminskning torde ha betydelse eftersom CO₂-gas, i de delar av polyuretanmedlet som fortfarande är i flytande skumfas, kan påverka spridningen av injekteringsmedel i spricksystemet.

Ibland kan tryckuppbyggnaden p.g.a. gasen i den reagerande polyuretanen bakom en plugg av färdigreagerat material orsaka ett genombrott och vidare inträngning; detta beteende är troligen vanligare inom verklig berginjektering än vid rörströmningsförsök beroende på mer oregelbundna kanaler. Som resultat av volymexpansionen och den pågående gelningen hos det reagerande medlet, drivs polyuretanskummet även uppströms, mot vattenströmmen (speciellt när en plugg etablerats nedströms), när polyuretan injekteras in i strömmande vatten.

- Tidsberoende beteende

Det tidsberoende härdningsförloppet innebär att medlet härdar vid olika tidpunkter beroende på när just den polyuretanvolymen kommit i kontakt med vatten. När ett system av sprickor injekteras gör det att inträngningen i olika sprickor gynnas p.g.a. gasbildningen. Som resultat av det tidsberoende beteendet hos ett polyuretanbaserat injekteringsmedel tätas alltså sprickorna i ett spricksystem efter olika lång tid.



Figur 7 Injektering av en huvudspricka med sekundära sprickor, vid olika tider
Grouting of main fracture with secondary fractures, at different times

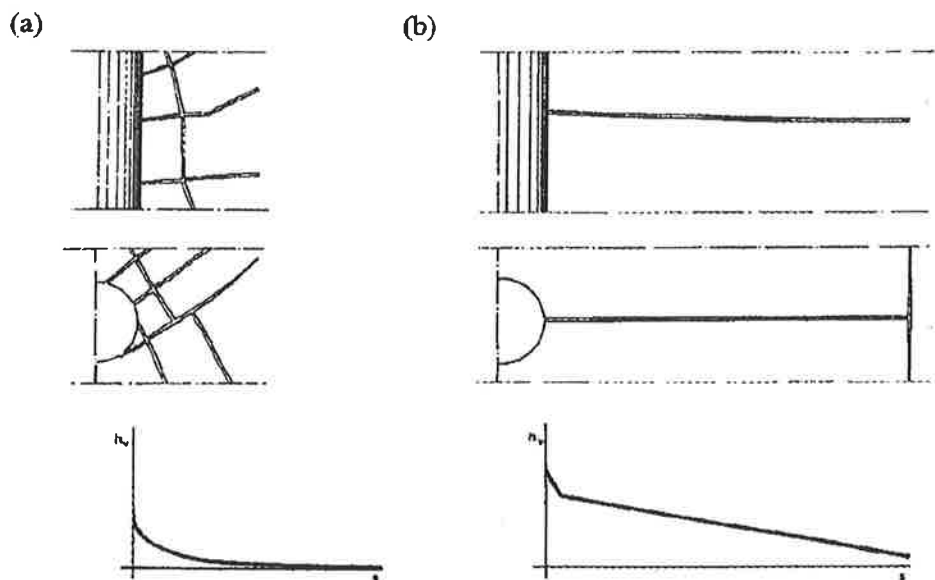
Avgörande för hur inträngningen går till är om induktionstiden är uppnådd eller inte när injekteringsfronten passerar sprickorna (se Figur 7). Figuren visar injekteringsförloppet i en huvudspricka som korsas av mindre (sekundära) sprickor.

Vid tiden t_1 passeras de sekundära sprickorna av en front av oreagerat polyuretanmaterial (dvs. inom induktionstiden, jfr Figur 1) och inträngningen in i dessa sprickor gynnas alltså inte av någon CO_2 -gas. Förnyad kontakt med vatten vid korsningen kan öka hastigheten på polyuretanreaktionen och för att etablera en plugg erfordras det förmodligen också färre tvärbindingar, om den korsande sprickan är liten. Gasen som produceras i de sekundära sprickorna kan följaktligen gå lättare bakåt än framåt och ökar därför den extra inträngningen i huvudsprickan istället.

I de sekundära sprickor som passeras vid tiden t_2 gynnas inträngningen däremot av gasen som bildas i reaktionen som nu kommit igång i primärsprickan, eftersom dessa sprickor befinner sig vid eller strax framför fronten av den reagerande polyuretanen.

4.2 Bergmassans betydelse för polyuretaninjektering

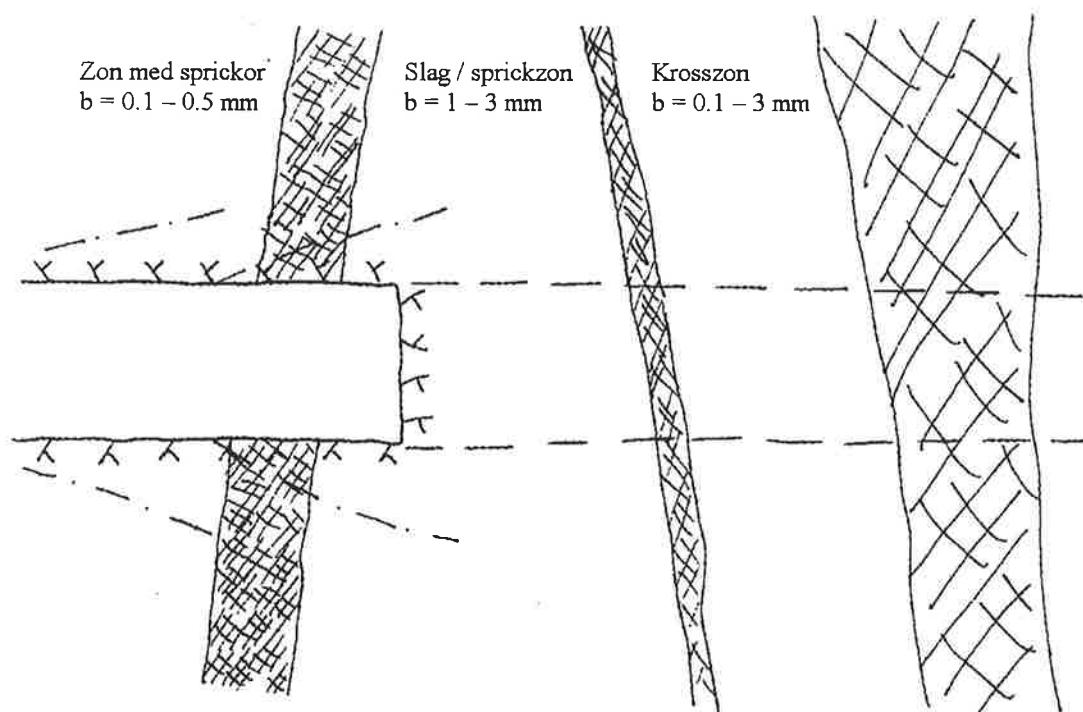
I en starkt uppsprucken bergmassa, med vatten som strömmar in mot tunneln, kan cementbaserat injekteringsmaterial spolats tillbaka in i tunneln innan det hunnit att härda. Vidare kan okontrollerad spridning av cementsuspension inträffa i bergmassor med få, relativt stora sprickor. I sådana fall är det fördelaktigt att använda kemiska injekteringsmaterial som härdar efter en viss, förinställd tid. Man kan här skilja på vattenlösliga medel – geler – och icke vattenlösliga medel – härdplaster. Eftersom vattenbaserade lösningar späds ut av strömmande vatten, vilket även kan ha en negativ effekt på härdningen, är det en fördel att kunna använda ett vattenreaktivt injekteringsmedel som polyuretan.



Figur 8 Bergmassa med (a) direkt kommunikation och (b) indirekt kommunikation (a) *Direct communication*, and (b) *indirect communication* (Ewert, 1992)

Ewert (1992) gjorde en åtskillnad mellan "direkt" och "indirekt" kommunikation för vätskor som strömmar i olika typer av bergmassor. I figuren ovan kan man se att den stora skillnaden för strömningsmönstren är mängden möjliga vägar för vätskan att strömma. Inträngningen bromsas upp av två olika mekanismer; i den vänstra figuren beror tryckfallet främst på förluster i de många spricköppningarna, medan det styrs närmast enbart av friktion mellan vätskan och sprickytorna i figuren till höger.

Den extra inträngningen p.g.a reaktionen mellan polyuretanen och vatten är gynnsam för tätningsresultatet. Den reaktionsinducerade inträngningen hör ihop med volymexpansionen hos polyuretanen och med tryckuppbyggnaden p.g.a. CO₂-gas bakom pluggar av reagerad polyuretan. Det tidsberoende beteendet gör att polyuretan som fortfarande är i flytande fas kan strömma mot zoner i omgivningen med lägre tryck. Figur 9 illustrerar olika typer av sprickzoner, i en för övrigt kompetent bergmassa, som skulle ha stor inverkan på strömningen av injekteringsmedel.



Figur 9 Inslag av olika typer av sprickzoner i en för övrigt kompetent bergmassa
Different types of fracture zones in an otherwise competent rock mass

Bergmassans betydelse är i det här avseendet uppenbar och här ska två extremfall diskuteras. Den reaktionsinducerade inträngningen kommer mer till nytta i starkt uppspruckna bergmassor, eftersom det möjligt för materialet att flöda genom många sprickor i flera riktningar och vattentillförseln är god. I en bergmassa med endast ett fåtal konduktiva sprickor kan å andra sidan oreagerat polyuretanmaterial t.o.m. bli instängt. Förklaringen kan antingen vara att tillgången på vatten är otillräcklig för att reaktionen skall komma igång eller att det omgivande trycket är för högt för att polyuretanen skall kunna expandera och avge CO₂.

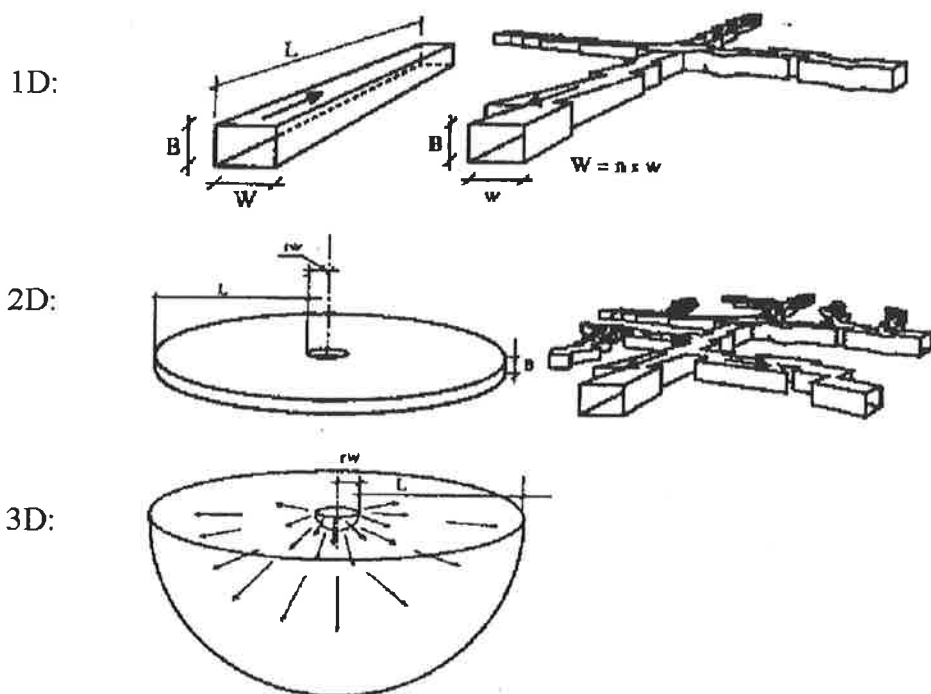
Här ges några förslag på hur problemet med instängd polyuretan kan lösas; (i) om mängden injikerad polyuretan begränsas, minskar automatiskt risken för instängt material, (ii) om cement injekteras, efter att en viss mängd polyuretan injekterats, förses systemet med vatten via cementsuspensionen, och (iii) om en tryckgradient skapas, antingen genom s.k. avlastningshål eller genom att man helt enkelt släpper ut en mindre mängd injekteringsmedel ur injekteringshålet efter avslutad injektering, kan polyuretanen följa den och få möjlighet att reagera.

4.3 Rekommendationer för användning av polyuretanmedel

Med hjälp av de slutsatser som dragits om beteendet hos polyuretanbaserade injekteringsmaterial, samt om bergmassans betydelse för resultatet, presenteras här rekommendationer för användning av sådana material:

- Volymskriterium

Vad gäller inträngningen minskar fördelen med lång pumpetid när induktionstiden gått och reaktionen mellan polyuretan och vatten startar. Pumpning till stopp ökar visserligen inträngningen, men det tar ofta onödigt lång tid. Istället rekommenderas användning av ett volymskriterium kombinerat med en medvetenhet om induktionstiden. Detta förespråkas eftersom (i) inträngningshastigheten minskar markant när reaktionen startar, (ii) kostnaden för både material och tid reduceras och (iii) risken för instängd polyuretan minimeras automatiskt eftersom mindre material pumpats in.

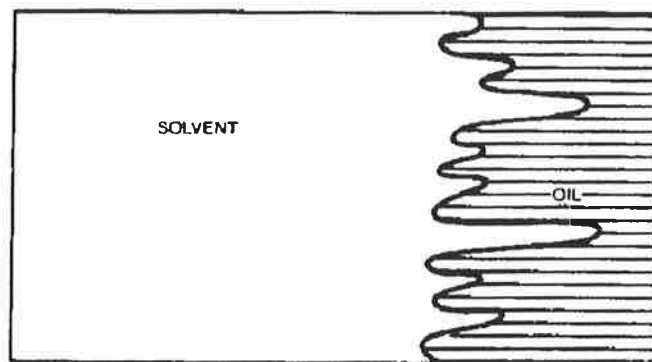


Figur 10 Schematisk bild av skillnaden mellan 1D, 2D och 3D flöde i en formation
Schematic illustration of the difference between 1D, 2D and 3D flow
 (efter Hässler & Håkansson, 1993)

Volymkriteriet kan fastställas genom erfarenhet som man erhållit från den tidigare utförda injekteringen i det aktuella projektet (jfr. s.k. aktiv design) och genom att man försöker förutsäga flödet av injekteringsmaterial i bergmassan. Figur 10 visar att flödets dimension (1D, 2D eller 3D) förstås spelar stor roll; i en starkt uppsprucken bergmassa blir inte utbredningen av injekteringsmedel från borrhålet lika stor som i en bergmassa med ett fåtal större sprickor.

- Injekteringstryck

När polyuretan injekteras mot grundvatten är injekteringsfronten stabil och vattnet trängs undan. En vätskefront är stabil när mobilitetsgraden är mindre än ett; dvs. när den undanträngande vätskan har högre viskositet än den undanträngda vätskan. Den stabila polyuretanfronten mot vatten verifierades i rörströmningsförsöken mot ett konstant vattentryck. I de fall vatten tränger undan polyuretan inträffar å andra sidan s.k. fingering. När polyuretan injekteras in i strömmande vatten tränger injekteringsmedlet undan vattnet helt eller delvis beroende på pumstrycket och vattnets gradient.



Figur 11 Fingerformad inträngning för två blandbara vätskor i en vertikal tvärsnitt
Fingering for miscible displacement in vertical section (efter Stalkup, 1992)

Ett resolut injekteringstryck visade sig vara viktigt för att möjliggöra inträngning av polyuretan uppströms. Ett resolut tryck innebär helt enkelt att det är tillräckligt högt för att bryta vattenströmmen, vilket även hindrar att injekteringsmaterialet spolats tillbaka in i tunneln p.g.a. vattnet. När så volymkriteriet är uppnått och injekteringspumpen stängts av är fingering av vatten in i polyuretanen bara bra eftersom det förbättrar blandningen av de två vätskorna och därmed reaktionen mellan dem.

- Stora vattenflöden

Om vattenflödet är mycket stort följer polyuretanen vattnet och blandas effektivt. Polyuretanmaterialet kan hinna reagera innan det flödar tillbaka in i tunneln om induktionstiden är kortare än flödestiden. Om inte, så kan naturligtvis ytterligare injekteringsmaterial pumpas in och när tillräckligt mycket polyuretanmedel fastnat på sprickytorna kan det reagera och stoppa vattnet. Detta angreppssätt bedöms dock inte vara särskilt optimalt.

För att optimera injekteringen rekommenderas istället följande angreppssätt: (i) ställ upp ett volymskriterium och använd ett resolut injekteringstryck, (ii) öka trycket om vattenflödet inte minskar, dvs. om polyuretanen bara följer med vattenströmmen in i tunneln, (iii) följ volymskriteriet när en stabil polyuretanfront tränger uppströms och (iv) korta induktionstiden genom att öka katalysatormängden (om den inte redan är maximal), om grundvattentrycket pressar ut polyuretanen ur berget innan reaktionen kommit igång.

Alternativa åtgärder för att stoppa vattenströmmen kan vara att pumpa längre tid för att motsvara induktionstiden (erfordrar mer material), att värma polyuretanen för att korta geltiden (kan vara svårt i praktiken) eller att använda accelererade injekteringsmedel för att få en snabbare reaktion (kan dock reagera redan i injekteringshållet).

5. SAMMANFATTNING

Syftet med projektet var att genom att studera de bakomliggande mekanismerna försöka förklara varför ett visst resultat erhålls av en injektering med polyuretan. Målet var att ge en utvidgad förståelse för polyuretaners beteende i olika geologiska miljöer. Projektet resulterade i praktiska anvisningar för bergtätning med polyuretan.

Den viktigaste slutsatsen kring praktisk användning av polyuretan för tätning av berg är att med insikt om materialets tidsberoende beteende, kan ett volymskriterium och ett resolut injekteringstryck användas för att få ett lyckat resultat. Expansionen under härdningen möjliggör tätning av sprickor med vattenström och det tryck som stängs in av härdat material hjälper till att driva medel in i mycket fina sprickor.

Ibland kan inte cementinjektering lösa de problem man ställs inför inom bergtätning. Med tanke på beteendet hos polyuretanbaserade injekteringsmedel föreslås följande användningsområden för dessa material som komplement till cementinjektering:

- (i) för tätning av stora vattenförande bergsprickor där cementsuspension både späds ut och transporteras iväg av flödande vatten – cementåtgången kan kontrolleras med hjälp av polyuretan
- (ii) för tätning av kvarstående läckage genom sprickor med för fina spricköppningar där partiklarna i cementen inte kunnat tränga in under förinjekteringen – exempel finns där svåra efterinjekteringssituationer hanterats med expanderande polyuretan

För båda dessa användningsområden bör tillräckligt långa injekteringshål, samt användning av ett volymskriterium i kombination med anpassad induktionstid, öka chansen till ett tillfredsställande tätningsresultat. Ett systematiskt angreppssätt, med god uppföljning och kontroll, har visat sig vara framgångsrikt och är nödvändigt för att rimliga volymskriterier ska kunna ställas upp i de enskilda fallen. En injekteringsteknik (saminjektering) har utvecklats där en kombination av cement och polyuretan används och där de bästa egenskaperna hos cementbruket och polyuretanen utnyttjas. Saminjektering har genomförts i stor skala i Romeriksporten utanför Oslo för efterinjektering av stora vatteninläckage under högt grundvattentryck (Borchardt, 1998).

6. SUMMARY

The scope of the project was to study the mechanisms governing a certain result of a polyurethane grouting. The aim was to increase the understanding of the behaviour of polyurethanes for different geological conditions, and the research project resulted in recommendations on the practical use of such materials for rock grouting.

To sum up, it is recommended to use a volume criterion, depending on the induction time for the material and other factors, and a resolute grouting pressure in order to achieve an optimal sealing result in the practical application of polyurethane grouts. The expansion during the reaction facilitates for sealing of fractures with flowing water, and the pressure of CO₂ gas caught behind plugs of hardened polyurethane helps forcing the grout into very narrow fractures.

Occasionally, grouting with cement alone cannot solve all leakage problems faced in rock sealing. Considering the performance of polyurethane grouts, the following suggestions are made on the use of this grout as complement to cement grouts:

- (i) for sealing of large water-bearing rock joints, in which cement grout is both diluted and transported away by the flowing water – the take of cement can be controlled with polyurethane
- (ii) for sealing of narrow rock joints with remaining leakage, caused by the limited penetrability of the cement suspension used in the pre-grouting – examples show that expanding polyurethane grout can master severe post-grouting situations

In both of these applications, sufficiently long grout holes, use of a volume criterion and an adapted induction time for the polyurethane grout, improves the odds of a satisfactory sealing result. A systematic approach, with good field control and follow-up, has proven to be successful; also, such an approach is useful when establishing a volume criterion for the application at hand. A grouting technique called combination grouting has been developed, which combines cement suspension and water reactive polyurethane in the same borehole. The method was used in a major post-grouting operation of the railway tunnel Romeriksporten in Oslo (Borchardt, 1998).

REFERENSER

Andersson, H., 1998: Chemical Rock Grouting. An Experimental Study on Polyurethane Foams. Doktorsavhandling, Institutionen för geoteknik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.

Bogdanoff, I., 1990: Fintätning av berg – Inträngningsförsök i smala spalter och sand med polyuretanprodukt och injekteringscement. Institutionen för geoteknik, Rapport B 90:1, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.

Borchardt, P., 1993: Active Penetration, A New Dimension in Grouting Technique. Case Histories in Post-grouting with Microcement and Polyurethane. Konferens "Grouting in Rock and Concrete", s. 131-138, editor R. Widmann, Salzburg.

Borchardt, P., 1998: Tätning av berg med kemiska injekteringsmedel. Användning av polyuretanbaserat injekteringsmedel i Romeriksporten, Norge. Nordiska symposiet i berginjektering, Esbo, Finland.

Ewert, F. K., 1992: The Individual Groutability of Rocks. Water Power and Dam Construction, Jan. 1992, s. 23–30.

Hässler, L., Håkansson, U., 1993: The Influence of Flow Geometry on the Interpretation of Lugeon Tests and the Choice of Grout Material and Grouting Method. Konferens "Grouting in Rock and Concrete", s. 417-420, editor R. Widmann, Salzburg.

Littlejohn, G. S., 1985: Chemical Grouting – 2. Ground Engineering, vol. 18, nr. 3, s. 23-28.

Lombardi, G., 1985: The Role of Cohesion in Cement Grouting of Rock. Quinzième Congrès des Grands Barrages, Lausanne.

Stalkup, F. I., Jr., 1992: Miscible Displacement, 3rd printing. SPE Monograph Series, Monograph Vol. 8 of the Henry L. Doherty Series, New York.

Separations - och filtreringsstabilitet hos cementbaserade injekteringsmedel - En litteratur- och laboratoriestudie

Bleed and filtration stability of cement based grouts - A literature and laboratory study

Magnus Eriksson, doktorand*

Martin Brantberger, Stabilator / doktorand*

Thomas Dalmalm, NCC / doktorand*

Håkan Stille, professor*

* *Avdelningen för Jord- och bergmekanik, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, Sverige*

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Vid valet av injekteringsstrategi är det en mängd olika frågor som måste besvaras.

En frågeställning är valet av injekteringsbruk och huruvida så kallade stabila eller icke stabila cementbruk ska användas vid injektering.

Begreppet stabilitet är inte entydigt. Speciellt två typer av stabilitetsfenomen kan urskiljas, vilka benämns separations - respektive filtreringsstabilitet. På grund av att stabilitetsbegreppet inte är entydigt har det medfört att en viss begreppsförvirring föreligger. Ibland anses t ex stabila - och instabila bruk motsvara låga respektive höga vct, vilket inte är en allmän sanning. Denna begreppsförvirring beskrivs också av Houlsby (1990), som anser det olämpligt att använda begreppen stabila - och icke stabila bruk. Istället borde man enligt Houlsby (1990) tala om tjocka - och tunna bruk med avseende på vct.

Idag verkar trenden, både i Sverige och utomlands, allt mer gå mot användandet av separationsstabila bruk med låga vct. Erfarenheterna av dessa bruk är dock blandade och åsikterna går isär om vilket brukskoncept som är det mest lämpliga. Ett stort antal olika försök (främst i laboratorium) har i olika sammanhang utförts för att försöka beskriva skillnader mellan bruk samt för att få en uppfattning om vilka faktorer som är styrande för stabiliteten. Då antalet försök är många och resultaten ibland svårtolkade, kan det emellertid vara svårt att dra för långtgående slutsatser.

Det kan mot bakgrund av den ovanstående beskrivningen konstateras att det finns behov av att reda upp bland begreppen samt sammanfatta den kunskap och de erfarenheter, som idag finns avseende stabiliteten hos ett cementbruk.

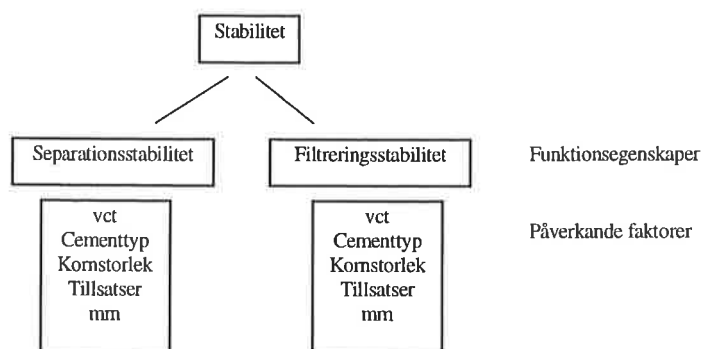
Syftet med artikeln är att:

- definiera stabilitetsbegreppet hos injekteringsbruk.
- beskriva grundläggande mekanismer och styrande faktorer för stabiliteten hos ett cementbruk.
- sammanställa och analysera några resultat från olika laboratorieförsök.

Artikeln baseras på en mer omfattande rapport (Eriksson et al, 1999) och är en sammanfattning av de viktigaste resultaten och slutsatserna.

1.3 Begreppsdefinitioner

I artikeln görs följande uppdelning avseende stabilitet för analyser och diskussioner (Figur 1.1).



Figur 1.1: Begreppsuppdelning
Definition of ideas

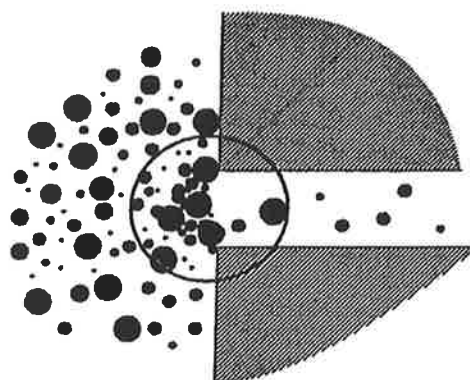
Separationsstabilitet

Separationsstabiliteten är ett mått på hur vatten och cementpartiklar i ett bruk separerar från varandra. Beroende på brukssammansättningen blir denna separation olika stor både avseende storlek och tid. Ett separationsstabil bruk definieras enligt ISRM (1996) som ett bruk, som efter två timmar uppvisar en separation på högst fem procent. I Sverige förekommer även en gräns på högst två procent. Vid vattenseparation kan en ofullständig utfyllnad av sprickan bli ett faktum, med en minskad täthet som följd.

Filtreringsstabilitet

Filtreringsstabiliteten är ett mått på brukets förmåga att penetrera en spricka utan att bilda plugg (Figur 1.2) (Hansson, 1994).

Då filterpluggar bildas hindras eller begränsas injekteringsbrukets fortsatta inträngning. Någon kvantitativ definition på vad som är ett filtreringsstabil bruk finns inte idag och exakt vilka faktorer som påverkar filtreringsstabiliteten och i vilken utsträckning är oklart.



Figur 1.2: Pluggbildning på grund av filtrering (Hansson, 1994)
Formation of a plug due to filtration (Hansson, 1994)

1.5 Historik och utvecklingstrender

I ett historiskt perspektiv verkar stabiliteten i huvudsak ha diskuterats med avseende på separationsstabiliteten. Redan i början på 1900-talet fanns förvisso viss förståelse för andra problem t ex filtrering av bruk (Kutzner, 1996), men det är först på 1990-talet som filtrering på allvar börjat studeras och diskuteras på ett mer systematiskt sätt. Tidigare var icke separationsstabila bruk med höga vct (3,0 till 5,0 och ibland högre) vanligast. Trenden både i Sverige och utomlands verkar dock idag gå mot separationsstabila bruk med låga vct (0,6-1,0), hos vilka inträngningsegenskaperna påverkas med hjälp av flyttillsatser. Dessa typer av stabila bruk förordas av Lombardi (1985), Hansson (1995), Ewert (1998) med flera, för att säkerställa en god täthet och bättre beständighet. En annan fördel med användningen av dessa typer av bruk är enligt ISRM (1996) och Ewert (1998) att injekteringstiden minskar då endast en liten mängd överskottsvatten måste drivas ut.

Åsikterna om vilket injekteringsbruk ska väljas går dock isär. I t ex Houlsby (1990) anges för visso att inledningsvis bör "tjockast" möjliga konsistens väljas, men att injektering av de finaste sprickorna ändå ska möjliggöras. Enligt Houlsby (1990) är i detta sammanhang ett startbruk (i vissa fall även kallat smörjbruk) med vct ca 1,5-2,0 en bra kompromiss. Enligt Bodén et al (1995) nämns det också att dåliga projekterfarenheter finns med bruk med låga vct och flytmedel, vilket gör att en del förordar högre vct. Ett av argumenten mot bruken med låga vct är främst tveksamhet avseende filtreringsstabiliteten. Ett alternativ till separationsstabila bruk med låga vct är bruk med höga vct och stabiliserande medel, t ex silikastoft. Dessa bruk har visat på positiva resultat på bl a projekt Hallandsås (Sturk & Nelson, 1996).

En undersökning utförd av SKB (Svensk Kärnbränslehantering) bland konsulter, entreprenörer, beställare m fl visade på den osäkerhet, som idag finns kring valet av injekteringsmedel. Av resultatet från undersökningen framkom bl a att det finns många frågetecken både kring valet av vct och stabila eller ej stabila cementbruk (Andersson & Janson, 1996).

Forskning avseende filtreringsstabiliteten utförs idag bland annat på Vattenfall Utveckling AB, se exempelvis Hansson (1998a).

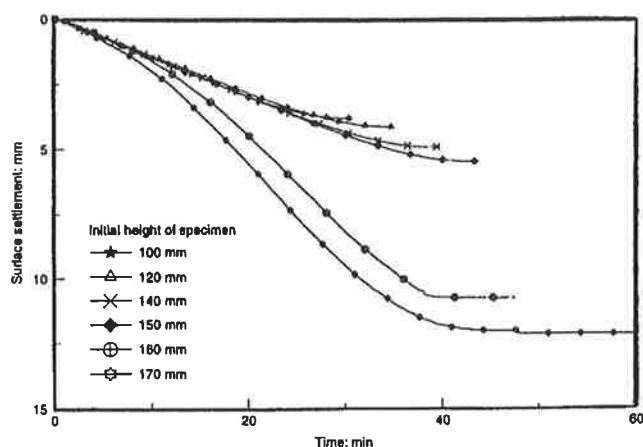
2 Grundläggande mekanismer och påverkande faktorer

2.1 Separation

Enligt Tan et al (1997) kan separationen beskrivas med två mekanismer:

- sedimentation
- konsolidering på grund av egenvikten

Sedimentationen innebär att partiklarna på grund av tyngdkraften faller utan fysisk kontakt mellan varandra. Då partiklarna får kontakt med varandra kan konsolidering på grund av egenvikten ske. Denna konsolidering är analog med den som kan beskrivas med teorier inom jordmekaniken. I tester utförda av Tan et al (1997 & 1998) konstaterades att vid höga vct (1,6) var separationen ett resultat av både sedimentation och konsolidering, medan då vct minskas (1,4) dominerade konsolideringen (provkroppshöjden 500 mm). Då sedimentation förekommer kan det vid vissa vct och provhöjder även ske en kanalbildning i suspensionen. Denna kanalbildning ökar både separationshastigheten och slutseparationen. I Figur 2.1 visas ett exempel på den kritiska höjden för kanalbildning.



Figur 2.1: Kritiska höjd för kanalbildning vid separation vid vct 1,6 (Volymsrelation) (Tan et al, 1998)

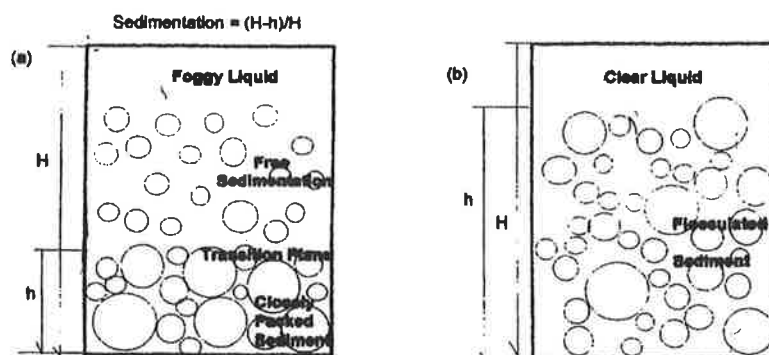
Critical sample height for channeling in separation (Tan et al, 1998)

Det kan noteras att vid högre provhöjder ökar risken för kanalbildning. Förutom kanalbildningseffekten kan även hydratationen av cementet inverka på separationsförloppet. En snabb hydratation i cementbruket kan motverka separationsförloppet, eftersom en fastare struktur ökar styvheten och minskar rörligheten i suspensionen. Exakt hur hydratationen påverkar separationsförloppet är idag inte klarlagt (King & Raffle, 1976, Cambefort, 1977 & Tan et al, 1997, 1998).

På grund av att de enskilda cementkornen har en vikt som vida överstiger vattnets kommer cementkornen att sträva nedåt och därvid lämna ett vattenlager på suspensionen. Separationen ger en densitetsgradient i bruket (Schwarz, 1997). Schwarz (1997) beskriver ett nyblandat bruk som en komplicerad tre fas suspension av vatten, cementpartiklar och luft. Separation är en retarderande process, dvs hastigheten med vilken separation sker är

störst i början och går långsammare mot slutet. Detta beror på att en densitetsgradient byggs upp i suspensionen allteftersom separationen fortskrider (Schwarz, 1997).

Separationsförloppet sker enligt (Neubauer et al, 1997) på olika sätt beroende på i vilken utsträckning partiklarna i en suspension är flockulerade. Hur stark flockuleringen är beror bl a på partikelstorleken, partikelavståndet, jonstyrkan och zetapotentialen. I Figur 2.2 visas hur separationen sker i en icke flockulerad respektive flockulerad partikelsuspension.



Figur 2.2: Separation i en icke flockulerad suspension (vänster) och en flockulerad suspension (höger), (Neubauer et al, 1997).
Separation in a non-flocculated suspension (left) and in a flocculated suspension (right), (Neubauer et al, 1997).

I en icke flockulerad suspension faller partiklarna oberoende av varandra, vilket ger en ojämnare partikelfördelning över provhöjden. Då partiklarna är flockulerade sedimenterar de däremot i partikelflockar, vilket resulterar i en jämnare partikelfördelning. Enligt tester av Neubauer et al (1997) kunde slutsatsen dras att en cementsuspension, med ett konventionellt portlandcement utan tillsatser, är flockulerad. Vid lägre vct blir konsolideringen på grund av egenvikten den dominerande mekanismen för separationen. Detta på grund av att partiklarnas avstånd blir så litet att någon sedimentation inte är möjlig. En stor inverkan på konsolideringsförloppet har hydratationen i suspensionen. Efter en viss tid ökar styvheten, vilket medför en minskad rörlighet och därmed en avtagande separationshastighet (Tan et al, 1997). Vid hydratationen kan också vattenseparationen minska då vatten absorberas av cementpastan. Det påpekas emellertid i Jefferis (1988) att den viktigaste faktorn att studera ur praktisk synvinkel inte är vattenseparationen utan den faktiska krympningen i cementbruket.

2.2 Filtrering

Filtrering är en process där bruket filtreras och egenskaperna hos bruket därmed förändras. Filtreringsfenomenet kan delas upp i mekanisk - och kemisk filtrering (Schwarz, 1997).

Mekanisk filtrering

Mekanisk filtrering sker då korn i suspensionen blockerar flödesvägen. Detta kan ske genom att enstaka korn fastnar i flödesvägen vartefter ett blockerande valv byggs upp.

För att penetration ska vara möjlig i en spricka har förhållande mellan öppningsvidd och kornstorlek ofta angivits som större än 3 ggr, vilket är empiriskt funnet. Martinet (1998) visade att ett valv uppbyggt av fler än tre partiklar blir instabilt, vilket matematiskt kan förklara det empiriska sambandet.

Filtrering kan emellertid även ske vid förhållanden större än 3 ggr. Eriksson (1998) studerade mekanisk filtrering vid inträngning i fina slangar (innerdiameter ca 0,5 mm), motsvarande en förträngning i flödesvägen. Utvärdering av filtrering baserades på densitetsmätningar och resultaten visade på en ökning av densiteten vid förträngningen och minskad densitet därefter. Den uppmätta densitetsskillnaden tyder på att filtrering skett. Det använda bruket hade en kornstorlek, d_{95} , på 64-120 μm , vilket motsvarar ett förhållande mellan vidd och kornstorlek på ca 4-8. I (Hansson, 1995) anges att filtrering kan ske även då detta förhållande är så högt som tio. Maxkornstorleken är emellertid inte av enda betydelse beträffande cementets kornstorleksfördelning. Enligt (Hansson, 1995) erhålls vanligtvis en förbättrad filtreringsstabilitet med ett mer finmald cement, men en stor mängd fint material ($< \text{ca } 1 \mu\text{m}$) kan dock nedsätta brukets inträngningsförmåga (Hansson, 1998b). Även Schwarz (1997) rapporterar att en försämrad inträngning kan erhållas vid ökad finmaldhet. Generellt bör en så brant kornstorleksfördelning som möjligt eftersträvas oavsett max kornstorlek (Hansson, 1998b).

Filtreringen är en successiv process där filterkakan växer i storlek och omfattning. Schwarz (1997) beskriver att filterkaksbildningen startar i och med att vissa korn fastnar i flödesvägen. Initiellt är permeabiliteten hög men allteftersom fler korn fastnar sjunker den.

Enligt Hansson (1998a) kan filtreringen beskrivas med en dynamisk - och statistiskt betingad filtreringseffekt. Den dynamiska effekten beror på att flytgränsen är spaltberoende och går mot oändligheten vid en kritisk spaltvidd motsvarande partikelstorleken. Den statistiska effekten hänför sig till det faktum att partiklar fastnar och bildar plugg vid en kritisk vidd på förträngningar i flödesvägen .

Kemisk filtrering

Vad avser kemisk filtrering blir problemet något mer komplicerat. Studier av Lagerblad (1998) vid Äspölaboratoriet visar att en kemisk förändring av bruket ägt rum vid injektering. I rapporten beskrivs att förutom en fysisk filtrering av bruket har även en kemisk separation ägt rum, som beror på att vissa mer lösliga komponenter i bruket i upplöst tillstånd kan transporteras längre.

En annan form av kemisk filtrering är den som beskrivs av Schwarz (1997) och som beror på ökade interpartikulära krafter hos finmald cement. Vid användandet av mer finmald cement kommer emellertid andra fenomen, som ej tidigare studerats, att påverka filtreringsstabiliteten (Schwarz, 1997). Mikrocement, som används i allt högre grad vid anläggningsarbeten, uppvisar inte samma egenskaper som tidigare använda bruk. Schwarz (1997) undersökte filtreringsegenskaper hos mikrocement och fann att en viktig

parameter förutom partikelstorleken var de elektriska krafterna som verkar, nämligen van der Waalskrafter och elektrisk repulsion. Båda dessa krafter blir mer signifikanta för mindre partikelstorlekar förutsatt att samma vct studeras. Dessa krafter kan dels leda till att kornen häftar vid ytor i flödesvägen och att dispergeringen av finmalda cement är svårare än för mer grovmalda. Kemisk filtrering är med andra ord inte ett entydigt begrepp.

2.3 Påverkande faktorer

Ett antal faktorer påverkar både separations – och filtreringsförloppet. Faktorer som nämns i litteraturen är

- vattencementtalet (vct)
- kornstorlek
- cementtyp
- tillsatser
- blandningsförfarande

Specifikt avseende separationen nämns

- vätskans (t ex vattnets) egenskaper
- provkroppsgeometrin

och avseende filtreringen

- trycket
- tiden efter blandning

Utförligare beskrivningar av de olika faktorernas inverkan på separation och filtrering beskrivs i bl a (Eriksson et al, 1999).

3 Resultat och analys av några utförda försök

3.1 Allmänt

Genom åren har många försök genomförts för att utröna olika bruksblandningars egenskaper. I nedanstående kapitel redovisas och studeras några av dessa försök, med syfte att försöka jämföra provningsresultaten med utgångspunkt från de påverkande faktorerna avseende separations- och filtreringsstabilitet.

Under detta avsnitt har resultat från försök vid projekt Hallandsås (Carlsson, 1998; Ohlsson, 1999) samt provningar inför Citytunneln i Malmö (City Tunnel Consultants, 1998) analyserats. Provningarna vid dessa projekt avsåg framförallt filtreringsstabiliteten och utfördes med NES-metoden. För att erhålla en bättre förståelse för några av mekanismerna bakom separation och filtrering utfördes också en serie egna laboratorieförsök. Försöken utfördes främst med avsikten att studera separation och filtrering där kunskapsluckor framträdde i litteraturen. Ambitionen med försöken var därför att komplettera litteraturstudien och tidigare nämnda publicerade resultat.

Syftet med försöken var att:

- studera hur olika provkroppsgeometrier och lutningar inverkar på separationen vid några olika vct och cementsorter.
- få en uppfattning om hur filtreringsstabiliteten påverkas av tiden i omrörarkärlet, olika vct och olika cementsorter.

3.2 Beskrivning av utförda försök

3.2.1 Försök utförda vid projekt Hallandsås

Vid projekt tunnlar genom Hallandsås genomfördes under 1998 ett antal försök (127 prov, 9 cementtyper) med NES-metoden för att studera inträngning och filterkaksbildning. Resultaten från provningarna är hämtade från Carlsson (1998) och Ohlsson (1999).

En mängd olika brukskoncept med varierande cementsort, vct och tillsatser testades. Störst antal provningar utfördes på ett mikrocement, Ultrafin 12. Samtliga bruk blandades först med en handvisp och därefter med en stavmixer, 2 minuter med varvtal 24 000 rpm. De övervägande recepten som provats var följande.

1. Ultrafin 12 vct 1,0-1,4 med och utan flytmedel av olika typ
2. Ultrafin 12 vct 2,25-3,0 med och utan flytmedel samt några med silika
3. Injektering 30 vct 1,0-3,0 med eller utan flytmedel

Provningarna i NES-metoden utförs i princip enligt följande.

- En tryckbehållare fylls med bruk (ca 1500 g) och trycksätts (normalt maximalt 20 bar).
- Mängden bruk som passerar en spalt med varierbar vidd (50-100 µm) registreras som viktförlust per tidsenhet.
- Efter avslutat försök monteras spalten isär och den eventuella filterkakans utseende kan studeras.

3.2.2 Försök utförda inför Malmö Citytunnel

Inför det planerade byggandet av Citytunneln i Malmö utförs ett antal försök för att utröna injekterbarheten hos kalkstenen. Injekteringarna utförs som två ringar vertikalt i kalkstenen. I mitten av ringarna placerades ett pumphål, där resultatet av injekteringen provades. Syftet var att prova två olika injekteringsmetoder benämnda End-of-casing (EOC) och Tube-à-Manchette (TAM). I samband med dessa försök provades ett antal injekteringsbruks filtreringsstabilitet med NES-metoden och sandkolonn.

Tre bruk studerades:

1. Injektering 30 vct 2,1 med bentonit 2,9% och 0,5 % flytmedel
2. Injektering 30 vct 1,0 med 1% flytmedel
3. Injektering 30 vct 0,8 med 0,26-0,54 % flytmedel

3.2.3 Egna laborieförsök

De cement som provades var två olika Portlandcement, Cementas Ultrafin 12 och Injektering 30, och flytmedlet var melamin/naftalen-baserat, Cementas HPM. Valet av cement baserades på det faktum att dessa cement har studerats i stor utsträckning tidigare vilket möjliggör jämförelser med egna provningar. Valet var sålunda inte baserat på någon värdering i någon riktning.

Separationsstabilitet

Test av separationsstabiliteten för olika bruksblandningar utfördes med de två olika cementsorterna vid olika provkroppsgeometrier. Försöken utfördes genom att mäta vattenseparation och volymändring vid olika provhöjder (provkroppsdiаметer ca 60 mm) och tider för några olika vct och cementsorter. Mätningarna utfördes med avvägningsinstrument och en påkopplad planglasmikrometer (mätnoggrannhet 0,1 mm). Vattenseparation och volymändring beräknades enligt Svensk standard SS 13 75 31.

Filtreringsstabilitet

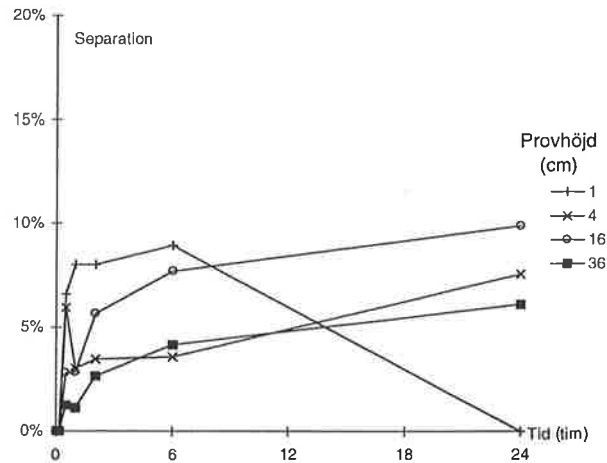
Filtreringsstabiliteten provades med filterpumpen framtagen av Vattenfall Utveckling AB. Vid provningen sugs material upp genom ett filter med en pump (typ cykelpump) och den uppsugna mängden mäts. Den maximalt insugna volymen är ca 300 ml och de filter som används varierar i maskvidd mellan 32-125 μm . Mellan mätningarna stod bruket under omrörning i en hushållsassistent (varvtal ca 125 Rpm).

3.3 Separationsstabilitet - resultat och analys

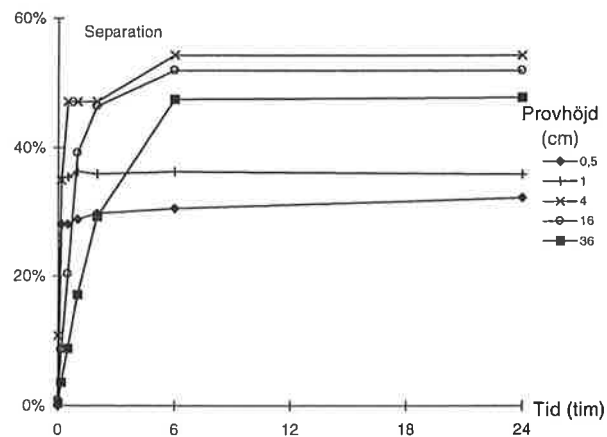
3.3.1 Provkroppsgeometrin

Resultatet från några av separationsprovningarna redovisas i Figur 3.1-3.2. I figurerna redovisas separationen i procent vid olika tider och provkroppshöjder.

I bruk med en betydande vattenseparation kunde det i motsats till resultat redovisade av Cambefort (1977) och Jefferis (1988) påvisas att slutseparationen var mindre vid lägre provkroppar (se Figur 3.2). I bruk med mindre vattenseparation (i detta fall lägre vct) blev slutseparationen av samma storleksordning för studerade provhöjder (Figur 3.1). Resultaten antas bero på kanalbildningseffekten redovisad av Tan et al (1997 & 1998). Kanalbildningen uppstår lättare vid högre vct och vid större provhöjder vilket förklarar att separationen i de högre provkropparna blev större än vid de lägre. Vid låga vct och de studerade provhöjderna uppstår inte kanaler vilket gör att slutseparationen blir av samma storleksordning i samtliga provkroppar.



Figur 3.1: Uppmätt separation (streckad linje) för olika provhöjder (cm) mot tiden (tim). IC 30 vct 0,8-1% flytmedel
Measured separation (hatched line) at different sample heights. IC 30, W/C 0,8, 1% superplasticizer.



Figur 3.2: Uppmätt separation (streckad linje) för olika provhöjder (cm) mot tiden (tim). IC 30 vct 2,0 utan flytmedel.
Measured separation (hatched line) at different sample heights (cm) measured plotted against time (hours). IC 30, W/C 2,0, 0%

Skillnaden mellan resultaten från de egna försöken och resultaten redovisade i Cambefort (1977) och Jefferis (1988) kan bero på flera anledningar. Endast bruk med liten eller måttlig vattenseparation redovisades i de tidigare försöken. Då olika fenomen får olika betydelse vid olika brukssammansättningar kan en skillnad i separationsförlopp förväntas mellan bruk med stor respektive liten vattenseparation. Vidare framgår det inte i de tidigare utförda försöken vid vilka temperaturer försöken utförts. Desto högre temperatur desto större effekt får hydratationen. Om bindetiden är kort motverkas separationen vid högre provkroppar vilket kan ge en högre slutseparation vid låga provhöjder (i enlighet med resultaten redovisade av Cambefort, 1977). I de egna utförda försöken var bindetiden

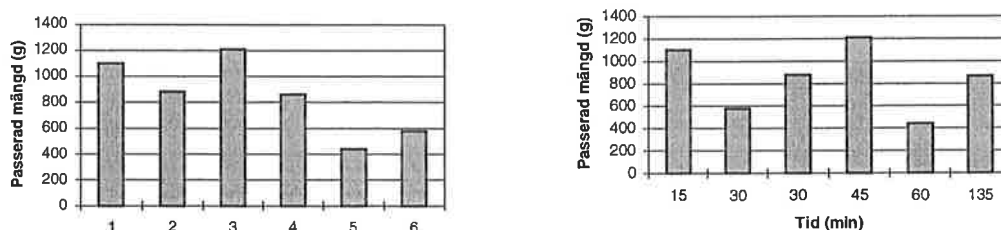
lång och sålunda av mindre betydelse. En förutsättning för att bindetiden skall ha betydelse är därför att den kortare än tiden för att uppnå slutseparation.

3.4 Filtreringsstabilitet - resultat och analys

3.4.1 Allmänt

I de följande avsnitten redovisas och analyseras, med utgångspunkt från de tidigare beskrivna påverkande faktorerna, några provningsresultat från de egna försöken samt de två beskrivna projekten.

På grund av spridning i resultat svårt att dra generella slutsatser vid provningar av cementbaserade injekteringsmedel. Ett belysande exempel på detta är i Carlsson (1998) där upprepade provningar av Ultrafin cement 12 med vct 1,4, med respektive utan flytmedel, provade i NES-metoden spaltvidden 75 μm gav nedanstående resultat (Figur 3.3-3.4).



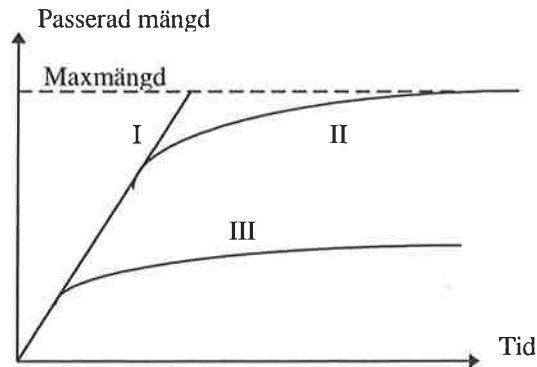
Figur 3.3: Resultat vid provning i NES med spaltvidden 75 μm på samma blandning (Ultrafin 12 vct 1,4 utan tillsatser) provade vid sex olika tillfällen. Till vänster sorterade efter försöksnummer och till höger sorterade efter tid efter blandning.

Results from NES testing with a 75 μm slit (Ultrafin 12 W/C 1,4, 0%), weighted of passed grout. To the left sorted on number and to the right by time after mix.

Resultatet i den ovanstående figuren visar på den spridning som kan erhållas, men spridningen kan också vara en indikation på att den valda spaltvidden 75 μm motsvarar en ungefärlig kritisk vidd för vad den aktuella cementsorten med vct 1,4 kan klara att penetrera. I de flesta fall har behållaren inte tömts men några få har tömts med endast en liten filterkaka. Sålunda borde spaltvidden 50 μm vara för liten för penetration samt att spaltvidden 100 μm borde kunna penetreras. Intressant att notera är att någon skillnad i resultat på grund av tiden efter blandning inte verkar finnas.

Det måste dock ifrågasättas huruvida något av resultaten i ovanstående figurer är av intresse för vilken sprickvidd som kan penetreras. I vissa av provningarna hade en filterkaka börjat byggas upp. Filterkakan skulle så småningom blockerat flödet till sprickan och det kan rimligen anses relativt ointressant om 1 liter eller 2 liter passerat innan filterpluggen bildats.

Intressant är således inte bara den passerade slutmängden utan även tidsförloppet (Figur 3.4).



Figur 3.4: Olika principiella mängd-tidsförlopp vid provning med NES-metoden
Illustration of principle amount-time curves when testing with NES

Vid förlopp I töms behållaren utan att någon tydlig filterkaka byggts upp. Vid förlopp II töms behållaren men en mätbar filterkaka har bildats och vid förlopp III töms ej behållaren på grund av att en filterkaka har bildats, som blockerar flödet. För det verkliga förloppet där det oftast måste injekteras större mängder kan det antas rimligt att endast förlopp I kan anses vara ett tillfredsställande resultat.

I Tabell 3.1 redovisas hur många av provningarna som resulterade i en tömd behållare med ingen eller liten filterkaka.

Tabell 3.1: Sammanställning av provningar med NES-metoden (Hallandsås)
Compilation of tests performed with NES (Hallandsås)

Cement/ spalt	Tömd behållare och ingen filterkaka (antal)	Andel av totalt %	Tömd men med en liten filterkaka 0 - 2 mm (antal)	Andel av totalt %	Ej tömd eller betydande filterkaka >2 mm (antal)	Andel övriga av totalt %	Totalt antal prov
IC30/100	vct3,0/flyt (1)	100	(0)	0	(0)	0	1
IC30/75	vct3,0/flyt (1)	11	vct2,0/flyt (1)	11	vct1,0-2,0/flyt (7)	78	9
UF12/100	vct 3,0/flyt (1)	100	(0)	0	(0)	0	1
UF12/75	vct3,0/med eller utan flyt (5)	9	vct1,0-1,4/flyt (12) vct2,25/GA/flyt (1)	21	vct1,0-1,4/ flyt (22) vct1,0-1,4 (12) vct2,25/GA/flyt (6) vct 3,0/flyt (3)	70	61
UF12/50	(0)	0	(0)	0	vct1,4-3,0/flyt (10)	100	10

En slutsats från Tabell 3.1 skulle kunna vara att vid användning av Ultrafin12 är en kritisk vidd ca 75 µm. Endast bruk med högt vct förmår vid denna vidd passera utan filtrering. Vid viddar under denna klarar ingen av de provade bruken att passera utan

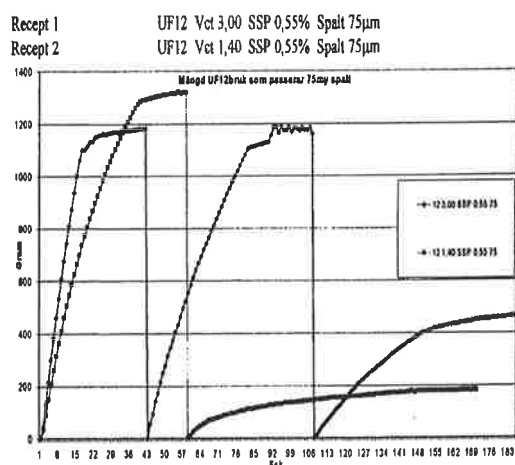
filterkaksbildning. När det gäller Injektering 30 är underlaget för litet för att dra någon liknande slutsats.

Liknande slutsatser kan också dras från de egna utförda filterpumpsförsöken (Tabell 3.2).

Tabell 3.2: Filterpumpstester (egna försök). Vissa bruk är med flyt och vissa är utan.
Tests performed with filterpump

Cement/maskvidd	Full volym	Delvis fylld	Ingen volym
IC30/125	vct 0,8;1,2 & 2,0		
IC30/75		vct 1,2 & 2,0	Vct 0,8
IC30/63			Vct 0,8;1,2 & 2,0
UF12/125	vct 0,8(m flyt);1,0 & 2,5	vct 0,8	
UF 12/63		vct 0,8;1,0 & 2,5	
UF12/45			Vct 0,8; 1,0 & 2,5

Det ska för tydlighetens skull påpekas att i NES-metoden mäts den passerade mängden i gram och i filterpumpstesten mäts mängden i ml. I både NES-metoden och filterpumpstesten är emellertid mätvolymen begränsad. För att simulera en injektering gjordes därför också försök vid Hallandsås med upprepad provning av en spalt, utan rengöring, se Figur 3.5. Spalten var 75 μm och den provades för två typer av bruk: Ultrafin 12 med vct 3,0 och Ultrafin 12 med vct 1,4.



Figur 3.5: Upprepad provning med NES-metoden (spalt 75 μm) med två olika vct (Hallandsås, Carlsson, 1998)

Repeated testing with NES (slit 75 μm) with two different W/C ratio (Hallandsås, Carlsson, 1998).

Även vid upprepade injektering med bruk med högt vct kan det konstateras att stopp på grund av filtrering sker och den injekterade mängden blir liten. Sammantaget visar resultaten att filtrering är en process, som medför att en filterplugg gradvis byggs upp, vilket även kan förväntas ske vid större spaltvidder (Feder, 1993; Eriksson, 1998b).

I de ovanstående försöken är den passerade mängden mätt som gram bruk passerat. Frågan är om det är relevant att använda denna storhet. Vid samma vct kan det anses rimligt att den passerade mängden används som resultat. Vid olika vct blir emellertid jämförelser mellan bruken något missvisande. Om istället den passerade mängden bruk mätt som volym eller som mängd cement redovisas blir resultaten annorlunda. Försöken visade i Figur 3.5 kan tolkas på följande sätt.

Vid vct 1,4 passerar det totalt 1530 gram bruk, vilket motsvarar 1098 ml eller 638 gram cement. Vid vct 3,0 passerar det totalt 2830 gram, vilket motsvarar 2351 ml eller 708 gram cement (Tabell 3.3). Värdena är beräknade under antagandet att bruket har samma densitet före och efter spalten.

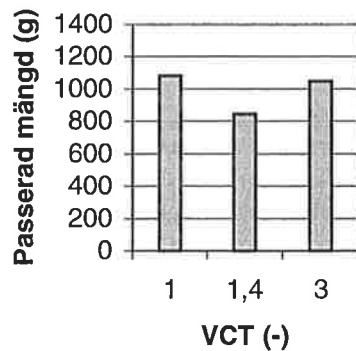
Tabell 3.3: Passerade mängder och volymer, resultat enligt Figur 3.5.
Passed amount and volumes according to Figure 3.5.

Bruk	Passerat (gram)	Passerat (ml)	Passerat vatten (gram)	Passerat cement (gram)
vct 1,4	1530	1098	892	638
vct 3,0	2830	2351	2122	708

Det kan noteras att det således inte är någon större skillnad i inträngning avseende cementmängd mellan höga och låga vatten cement tal, vct.

3.4.2 Vattencementtalet (vct)

Vattencementtalet, vct, beskrivs ofta som en styrande faktor för penetrationsförmågan hos en bruksblandning. Generellt ger ett högre vattencementtal (vct) en förbättrad filtreringsstabilitet (Hansson, 1995, 1998b). Detta har också undersökts av Feder (1993), som visade att med en i övrigt likartad bruksammansättning erhöles en senare filterkaksbildning i spalter (0,15 - 0,5 mm) vid ökat vct. Det förefaller också logiskt att ett tunt bruk (högt vct) lättare passerar en förträngning än ett tjockt (lågt vct). Provningar med NES-metoden vid Hallandsås indikerar också detta men resultaten faller inom den osäkerhet som finns. Om bruk testas vid eller under dess kritiska vidd förefaller det inte finnas någon markerad skillnad mellan brukens penetrationsförmåga beroende på vct. Ett illustrerande exempel på detta visas i Figur 3.6.

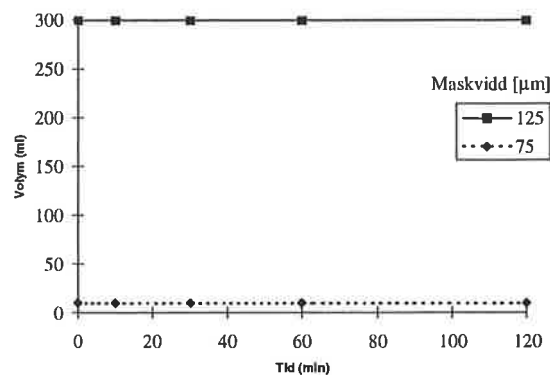


Figur 3.6: Penetration i NES med spaltvidden 75 µm vid olika vct utan tillsatser (värdena är medelvärden förutom för vct 1,0 som är endast en mätning) (Hallandsås).

Results from NES (slit 75 µm) at different W/C without additive. (Hallandsås)

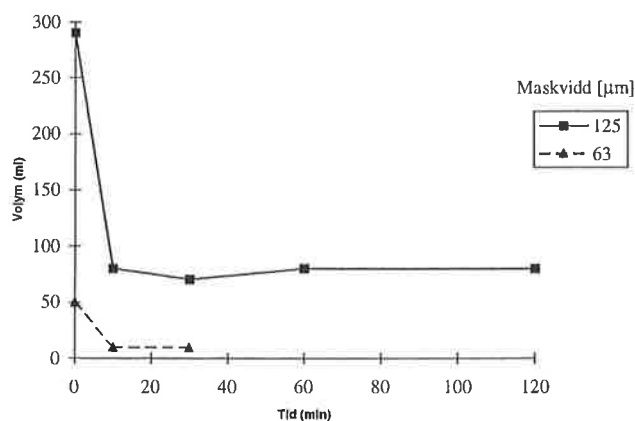
3.4.3 Tiden efter blandning

Cementbrukets egenskaper är tidsberoende, vilket kan påverka filtreringsstabiliteten. Detta har tidigare diskuterats av bl a Hansson (1998b) och visats i två enstaka försök med filterpumpsmetoden (Sturk & Nelson, 1996). För att studera vilken påverkan tiden efter blandning har på filtreringsstabiliteten utfördes ett antal test med samma blandningar vid olika tider. Resultaten av några mätningar visas i Figurerna 3.7-8.



Figur 3.7: Försök med filterpumpen vid olika tider efter blandning, Injektering 30 - vct 0,8 -1,0 % HPM

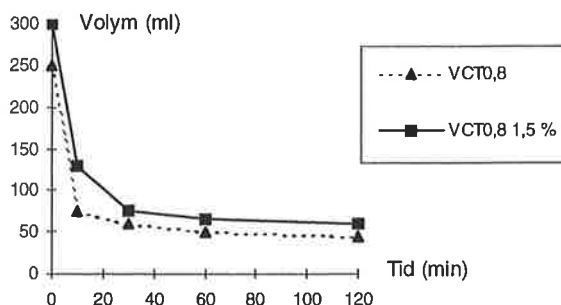
Tests performed with filter pump at different time after mixing, IC 30, W/C 0,8 and 1% HPM.



Figur 3.8: Försök med filterpumpen vid olika tider efter blandning, Ultrafin 12 - vct 1,0 - 1,5 % HPM

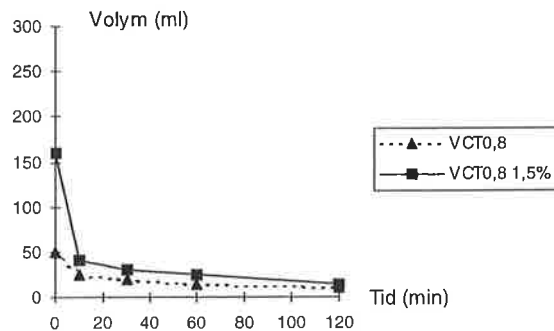
Tests performed with filter pump at different time after mixing, Ultrafin 12, W/C 1,0 and 1,5% HPM.

Resultaten visar att beroende på cementsorten får tiden i omröraren olika inverkan på filtreringsstabiliteten. En tendens är att det grövre cementet Injektering 30 påverkas mindre av tiden. En förklaring skulle kunna vara att reaktiviteten inte är lika hög som hos det finmalda cementet. Vidare visar resultatet på en något bättre filtreringsstabilitet hos det åldrade cementet jämfört med det nya. Detta skulle kunna förklaras med att det åldrade cementet får en svagare flockningsstruktur, vilket trots något större enskilda cementkorn på grund av hydratationen ger mindre partikelaggregat och därmed en förbättrad inträngning. Resultaten baseras dock endast på några få mätningar varför någon entydig slutsats inte kan dras.



Figur 3.9: Jämförelse av filterpumpsvärden för bruk (Ultrafin 12) med och utan flytmedelstillsats (HPM) vid olika tider efter blandning, maskvidd 125 μm (egna försök).

Comparison of values from filter pump measurements (Ultrafin 12) with and without superplasticizer at different time after mixing. Filter width 125 μm.



Figur 3.10: Jämförelse av filterpumpsvärden för bruk (Ultrafin 12) med och utan flytmedelstillsats (HPM) vid olika tider efter blandning, maskvidd 63 μ m (egna försök).

Comparison of values from filter pump measurements (Ultrafin 12) with and without superplasticizer at different time after mixing. Filter width 63 μ m.

Flytmedel har i de utförda provningarna visat sig ha en begränsad effekt på filtreringsstabiliteten, mätt vid olika tider efter blandning. Detta redovisas i Figur 3.9-10 där ett cement med flytmedel och ett utan, i övrigt lika blandningar, jämförs.

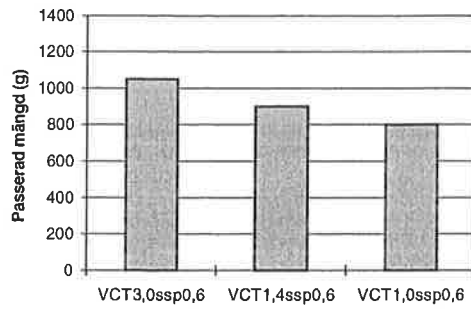
Det framgår av figurerna att efter en relativt kort tid är de mängder som erhålls vid filterpumpsmätningen, relativt lika. Den skillnad som kan iakttagas antas bero på att dispergeringen av bruket förbättrats vid tillsats av flytmedel. Det kan också diskuteras huruvida den använda flytmedelstillsatsen var optimal ur filtreringssynpunkt.

Vid mätningar på Hallandsås noterades ingen skillnad på bruk baserade på Ultrafin 12 provade vid olika tid efter blandning där första mätningen gjordes efter ca 5 minuter (spaltvidd 75 μ m). Detta kan indikera att förändringar i bruksegenskaper sker mycket fort efter blandning.

3.4.4 Kornstorleken

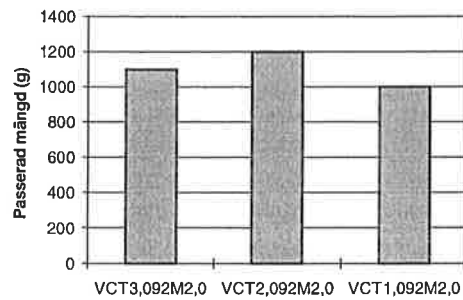
En strävan att erhålla bruk med en bättre penetrationsförmåga, en minskad filtrering, har varit pådrivande vid utveckling av mer finmalda bruk vilket har resulterat i mikrofina bruk.

Tidigare tumregel att sprickor större än 3 ggr maximal kornstorlek är möjliga att penetrera verkar emellertid inte gälla mikrofina cement. Förvisso penetrerar mikrofina cement bättre än tidigare cement men det relativa förhållandet mellan kornstorlek och spaltvidd har ökat. I Figur 3.11-12 visas inträngningen mätt med NES-metoden för två olika cement vid olika vct.



Figur 3.11: Passerad mängd i NES-metoden, Ultrafin 12, $d_{95}=12 \mu\text{m}$, vid olika vct och 0,6 % flytmedel SSP, spalt $75\mu\text{m}$ (passerade mängder är medelvärden), (Hallandsås)

Passed amount of grout with NES testing, Ultrafin 12, $d_{95}=12 \mu\text{m}$, at different W/C and 0,6% SSP, slit $75 \mu\text{m}$.



Figur 3.12: Passerad mängd i NES-metoden, Injektering 30, $d_{95}=30 \mu\text{m}$, vid olika vct och 2,0 % flytmedel 92M, spalt $75\mu\text{m}$ (Hallandsås)

Passed amount of grout with NES testing, IC 30, $d_{95}=30 \mu\text{m}$, at different W/C and 2,0% 92M, slit $75 \mu\text{m}$.

Figurerna är inte helt jämförbara, men visar ändå att det inte generellt erhålls en bättre inträngning då finmaldheten ökar. Sammantaget visar provningarna på Hallandsås att, även om skillnader kan erhållas beroende på vct, flytmedelstyp - och dosering, en tendens till att effekten av en ökad finmaldhet är begränsad. Detta skulle kunna förklaras med att andra fenomen uppträder vid en ökad finmaldhet. De spaltvidder som behövs är generellt mycket större än vad teorier och tumregler stipulerar. I Tabell 3.4 görs en jämförelse av Ultrafin 12's penetrationsförmåga mot Injektering 30. Värderingen är baserad på de bruksrecept och spaltvidder som provats vid Hallandsås och på att ett flertal provningar påvisat en god penetration i NES-metoden (tömd behållare och ingen eller liten filterkaka, 0-2 mm).

Tabell 3.4: Inträngning i NES spalt med olika bruksblandningar (Hallandsås)
Penetration in NES with different grouts (Hallandsås)

	Ultrafin 12	Injektering 30
D ₉₅ (µm)	12	30
Spaltvidd vid tömd behållare och ingen eller liten filterkaka (0-2 mm)	>100	>100
Antal ggr sprickvidd för inträngning	>8	>3

Det förefaller med andra ord inte vara någon större skillnad i penetrationsförmåga mellan de testade bruken baserat på de provningar som analyserats här. Detta fenomen har även kunnat observeras för andra cementsorter. Vid provningar på Hallandsås med andra cementtyper, mer finmalda än Ultrafin 12, påvisades inte en förbättrad inträngningsförmåga i NES-metoden. Sammantaget visar detta på att fler egenskaper än kornstorleken är styrande för penetrationsförmågan, att ett ensidigt val baserat på kornstorleken är olämpligt samt att den gamla tumregeln om kvoten mellan kornstorlek och spaltvidd definitivt inte är allmängiltig.

4 Sammanfattande diskussion och slutsatser

Efter den utförda litteraturstudien och analysen av tidigare och egna utförda laborieförsöken kan det konstateras att både separation samt filtrering av cementbruk är komplicerade processer och inte entydiga begrepp. Baserat på den utförda litteraturstudien och laborieförsöken görs i det följande en kort diskussion samt redovisas några slutsatser avseende separation och filtrering hos ett cementbruk.

Separationstabilitet

- Separationen beror på flera mekanismer - sedimentation, konsolidering, hydratation och kanalbildning. Vilken av dessa mekanismer som blir styrande samt hur de samverkar kan påverkas av ett antal faktorer relaterade både till brukssammansättningen samt provningsutförandet (t ex provkroppsgemetri). Detta innebär att separationen mätt enligt standardförfarandet inte ger rätt bild av den verkliga separationen i en spricka.
- För bruk med höga vattenseparationer uppmättes en högre separationen vid en ökad provkroppshöjd. Detta skulle kunna förklaras med att effekten av kanalbildning och konsolidering får större genomslag vid högre provkroppshöjder. Vid stabilare bruk blir separationen av samma storleksordning. I detta fall sker inte kanalbildning vid någon provhöjd och i vissa fall kan även hydratationen motverka separationen. Enligt Cambefort (1977) kan även en ökad separation erhållas vid minskad provhöjd. Sammantaget innebär detta att skillnaden i separation mellan olika cementbruk minskar då provhöjden minskar. Försök redovisade i Eriksson et al (1999) visade också att separationen påverkas av hur provkroppar lutar och samverkar med varandra.

Filtreringsstabilitet

Filtreringsstabiliteten beror på flera faktorer påverka, t ex vct, flyttillsatser, tryck, blandning, kornstorlek och tiden efter blandning.

- För olika cement finns olika kritiska viddar för penetration. En generell tendens är att den kritiska vidden kan representeras med ett kort viddintervall snarare än en specifik vidd. Vid viddar över eller under detta kritiska intervall får de påverkande faktorerna liten betydelse då de varierar inom gränser rimliga ur injekteringssynpunkt. Däremot får de i större eller mindre utsträckning betydelse i det kritiska intervallet.
- Vid användning av ett finmalt cement kan olika elektriska krafter få en stor inverkan. Detta kan medföra att finmaldheten ger en starkare flockulering, vilket skulle kunna tolkas som att skenbart större cementkorn erhålls. Mer finmalda cement ger därför inte nödvändigtvis bättre filtreringsstabilitet än ett grövre cement, vilket också visats i de studerade provningarna. Resultat från dessa provningar visar på förhållanden mellan kritisk vidd och kornstorlek (d_{95}) på tre till över tio.
- Då filtrering är en tidsberoende process är en begränsande faktor vid provning av filtreringsstabiliteten den mätvolym som används. Vid upprepade försök i NES-metoden utan rengöring av spalten kunde konstateras att även bruk som vid en provtryckning uppvisade god penetrationsförmåga (höga vct) bildade plugg vid upprepade provning utan rengöring av spalten.
- Tiden efter blandning kan påverka penetrationsförmågan. Detta kan få till följd att skillnader i penetrationsförmåga mellan olika bruk minskar efter en viss tid. Utförda försök med filterpump under två timmar visar att bruk baserade på olika cement är påverkade olika mycket av den närmaste tiden efter blandning. Intressant att notera är att det för vissa bruk sker hela förändringen i penetrationsförmågan de första minuterna. Flytmedel hade i dessa försök ingen effekt på filtreringsförloppets utseende.

Summary

This article concerns a study of bleed and filtration stability of cement based grouts. One issue, often discussed when choosing the grout mix, is whether low or high water cement ratios should be used. The arguments for this choice are often related to bleed and filtration.

Stability against bleed is defined as in how high degree the water and the cement separates from each other in the suspension. Its measured as the height of bleed water in relation to total height of the sample. To be called stable against bleed the maximum bleed can be 2% - 5%.

Stability against filtration is a measure of the penetration capacity of the grout. The penetration capacity controls which fractures that can be grouted and sealed. Stability against filtration is often measured with a filter pump or a with flow thorough a narrow slit, for instance NES. In the test the total amount of grout that can pass is measured hence giving a value of its penetration capacity.

In the article a literature review and laboratory tests concerning stability of cement based grouts are presented. Its focused on the governing parameters that controls separation and filtration and how different mixes are performing.

It is found that separation in the grout happens due to several different phenomena, sedimentation, consolidation and channelling. Sedimentation and channelling mostly occurs when a higher W/C ratio is chosen whilst consolidation occurs in grouts of lower W/C ratio. Sedimentation is when the cement particles "fall" in the suspension without physical contact with each other and channelling when channels where water can be transported are formed within the grout. Consolidation is identical to the consolidation that is described in the geotechnical field which is an ongoing densification of the material due to gravity. Factors influencing the speed and magnitude of the bleed are among others the water cement ratio, the additives and the testing procedure. Regarding the test procedure it can be noticed that height and inclination of the test sample affects the speed and magnitude of the bleed. From this it can be concluded that the bleed is not inherent for a specific grout mix and that, depending on the composition of grout, the bleed in a fracture could be both lower and higher than in the standard laboratory test.

Filtration of the grout is both due to mechanical as well as chemical reasons. The mechanical filtration is when larger particles forms arches in the flow path hence resulting in a filtration. Chemical filtration can be due to electro-chemical forces where particles are attached to each other or to the rock itself or can be that more soluble components of the cement are transported further than other less soluble components. It was found in the testing that stability against filtration only to a certain limit is influenced by the water ratio and additives. The reason for this is that different cement types has different critical width intervals. If the width is greater that this critical width a grout can penetrate independent of for instance the water cement ratio. On the other hand if the width is smaller that the critical width "no" grout can pass even if the water cement ratio is increased. It was found that the filtration stability is depending on time after mixing and that the stability decreases rapidly during the first half hour. Results indicates that a more fine graded cement is not necessarily increasing the penetration ability.

Referenser

Andersson, H., Janson, T., (1996), Projekt injektering - förstudie - sammanställning av svenskt injekteringskunnande, projektrapport PR D-96-027, Svensk Kärnbränslehantering AB, SKB

Bodén, A., Gustafson, G., Hässler, L., Lagerblad, B., Lindblom, U., Pusch, R., Stille, H., Svemar, C., (1995), Injekteringsteknik - kunskapsläge och utvecklingsbehov, projektrapport PR D-97-04, Svensk Kärnbränslehantering AB, SKB

Cambefort, H., (1977), The principles and applications of grouting, Quarterly journal of engineering geology, vol. 10, No. 2, pp 57-95, 1977

Carlsson L., (1998), Provning av cementbaserade injekteringsmedel, Provningsrapport 98:01, Skanska Anläggning AB, Projekt Hallandsås

City Tunnel Consultants, Banverket, Södra Banregionen, (1998), Malmö Citytunnel - grouting Trial U96/97 - Final report

Eriksson, M., (1998), Experimental study of filtration effect during grouting, Rapport 3051, Avdelningen för Jord - och bergmekanik, Kungliga Tekniska Högskolan

Eriksson, M., Brantberger, M., Dalmalm, T., Stille, H., (1999), Separations - och filtreringsstabilitet hos cementbaserade injekteringsmedel, Rapport 3065, Avdelningen för Jord - och bergmekanik, Kungliga Tekniska Högskolan

Ewert, F.K., (1998), Permeability, groutability and grouting of rocks related to dam sites, Part 4, Dam Engineering, vol. 8, No. 4, 1998, pp 271-325

Feder, G., (1993), The pressure necessary to start the grouting procedure, proc. of the international conference on grouting in rock and concrete, Salzburg, A.A Balkema, ISBN 90 5410 350 7

Hansson, P., (1994), Cementinjektering -handbok i materialteknik för injekterare, Elforsk-rapport 94:12

Hansson, P., (1995), Filtration stability of cement grouts for injection of concrete structures, IABSE symposium San Francisco 1995

Hansson P., (1998a), Cementbaserade injekteringsmedels inträngningsförmåga - mätning och modellering, Konferensartikel, Nordiska symposiet i berginjektering, Esbo, Finland, 981118

Hansson, P., (1998b), Materialmässiga aspekter på injektering, PM UC 98:5, Vattenfall Utveckling AB

Houlsby, A.C., (1990), Construction and design of cement grouting - a guide to grouting in Rock foundations, John Wiley & sons Inc., ISBN 0-471-51629-5

ISRM (co-ordinator R. Widmann), (1996), International society for rock mechanics commission on rock grouting, International journal of Rock mechanics and mining sciences, vol. 33, No. 8, pp 803-847, 1996

Jefferis, S.A., (1988), Applications of bleed and settlement theory to problems of offshore grouting, Grouts and grouting for construction and repair of offshore structures, London: HMSO, pp. 72-90

King, A., Raffle, J.F., (1976), Studies on settlement of hydrating cement suspensions, J. Phys. D: Appl. Phys., Vol. 9, 1976

Kutzner, C., (1996), Grouting of rock and soil, A.A Balkema, ISBN 90 5410 634 4

Lagerblad, B., (1998), Undersökning av cementbaserade injekteringsmedel i sprickor - exempel från Äspölaboratoriet, arbetsrapport AR D-98-18, Svensk kärnbränslehantering, SKB

Lombardi, G., (1985), The role of cohesion in cement grouting of rock, XV'th congress on large dams, International comission on large dams, Lausanne, vol. 3

Martinet, P., (1998), Flow and clogging mechanisms in porous media with applications to dams, Doctoral Thesis, Div. of Hydraulic engineering, Dept. of Civil and Enviromental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden

Neubauer, C.M., Yang, m., Jennings, H.M., (1997), Interparticle potential an sedimentation behaviour of cement suspensions - Review and results from paste, Advanced Cement Based Materials, v 5 n 1 Jan 1997, Elsevier Science Inc New York NY USA, p 1-7, 1065-7355 ACATE9

Ohlsson, N., (1999), Filtrering av cementbaserade injekteringsbruk – En laboratoriestudie av NES-metodes förmåga att efterlikna det verkliga injekteringsförloppet, Examensarbete 99/13, Avdelningen för Jord - och bergmekanik, Kungliga Tekniska Högskolan

Schwarz, L.G., (1997), Roles of rheology and chemical filtration on injectability of microfine cement grouts, Dissertation Thesis, Northwestern university, Evanston, Illinois, UMI number 9814310

Sturk, R., Nelson, M., (1996), Utvärdering och analys av injektering vid Hallandsås – Sammanfattning av arbeten utförda mellan februari och augusti 1996, Skanska Stockholm, Anläggning och Kraftverk Hallandsås

Tan, T.-S., Loh, C.-K., Yong, K.-Y., Wee, T.-H., (1997), Modelling of bleeding of cement paste and mortar, Advances in Cement Research, v 9 n 34 Apr 1997, Thomas Telford Services Ltd London, Engl. p 75-91, 0951-7197 ACEREN

Tan, T.-S., Loh, C.-K., Yong, K.-Y., Wee, T.-H., (1998), Experimental study on bleeding and channelling of cement paste and mortar, Advances in Cement Research, v 10 n 1 Jan 1998, Thomas Telford Services Ltd London, Engl. p 1-16, 0951-7197 ACEREN

MOTGJUTEN BETONGINKLÄDNAD I TUNNEL VID GRIND

Concrete inner vault in the Grind Tunnel

Annika Bergholtz, Vägverket Region Väst

Simon Lundgren, Scandiaconsult Sverige AB, Region Väst

Inledning

I norra Bohuslän pågår utbyggnaden av en ny sträckning av väg E6, mellan Håby och Rabbalshede. I projektet ingår en 150 m lång bergtunnel som utförs med en för Sverige ny typ av inklädnad. Inklädnaden består av en ca 40 cm tjock betongkonstruktion som gjuts mot en sprutbetongavjämnad bergyta, med mellanliggande fiberduk och membranisolering. I detta föredrag presenteras motiv till det valda konceptet, beställarens krav, inklädnadens utformning, dimensioneringen och erfarenheter hittills från utförandet.



Fotomontage av tunnelmynningar. *Photomontage of tunnel opening.*

Bakgrund

Vatten är orsak till en stor del av problemen kring byggande och förvaltning av trafik-tunnlar. Grundvattennivåer i tunnelns omgivning kan påverkas, vilket i sin tur kan leda till oönskade sättningar med skador på byggnaders grundläggning som följd. Vegetation kan påverkas, liksom vattennivåer i brunnar. Inläckande vatten i form av dropp ger en fuktig och aggressiv miljö, vilket minskar livslängden hos byggnadsdelarna inuti tunneln. Kalla vintrar bildar vattendropparna istappar i taket och isfläckar på vägbanan, vilka bägge utgör en trafiksäkerhetsrisk. Att övervaka och ta bort istappar från tunneltak är kostsamt. Det finns med andra ord starka skäl att åtgärda vattenläckaget. Kraven på vattentätthet kan delas in med avseende på hänsyn till *omgivningspåverkan* (samhällets krav), hänsyn till *trafikmiljön* och *effektivt drift- och underhåll* (beställarens krav). Entreprenören kan också ställa krav på tätheten med hänsyn till utförandet, t.ex mht arbetsmiljö, säkerhet vid stoff, betongarbeten, effektiv drivning.

I Skandinavien har tunnlar i berg ofta kunnat utföras med berget som självbärande system genom valvverkan, där valvets stabiliteten säkras genom förstärkning med bultar och eventuellt sprutbetong. Med tiden har de ökande kraven på minimering av omgivningspåverkan lett till att tunnlar har behövts tätas för att upprätthålla grundvattennivåerna i tunnelns närhet. Tätning sker idag genom i första hand förinjektering med cementbruk, eventuellt kompletterat genom efterinjektering med cementbruk och/eller kemiska injekteringsmedel. Injektering har i de flesta fall visat sig vara effektivt för att tätas mot grundvattensänkning, men inte alltid lika effektivt för att ta bort mindre inläckage i form av dropp.

Därför kan även nybyggda, väl injekterade bergtunnlar behöva förses med någon typ av vattenavledning, om än lokalt. Nedan beskrivs i grova drag de metoder som hittills har använts i Sverige:

- ✓ *Frostisolerade dräner*, dvs distansbildande plaströr som täcks med isoleringsmattor av polyetenskum (tidigare glas- eller mineralullsskiva). Ibland täcks dränera med bultupphängd sprutbetong för lastupptagning och brandskydd. Metoden är enkel, flexibel och billig, men ger inte alltid önskad effekt eftersom vattendropp gärna flyttar sig med tiden. Dessutom kan dränera sättas igen pga olika kemiska eller biologiska utfällningar eller sprutbetongspill, frysa sönder genom frostsprängning eller spricka av andra anledningar.
- ✓ *Separat inklädnad* som monteras på ett visst avstånd från bergytan. Inklädnaden kan bestå av prefabricerade betongvalv, lätta konstruktioner av t.ex stål, aluminium eller plast, eller en kombination med betong i väggarna och en lätt konstruktion i taket. För nybyggda svenska vägtunnlar krävs av säkerhetsskäl att utrymmet mellan bergytan och inklädnaden ska vara inspekterbar ”på handnära avstånd” [1]. Detta innebär i praktiken en utvidgning av teoretisk bergsektionen med minst 0,5 m runtom, vilket är kostsamt. Fjärrinspektion (t.ex fjärrstyrd kamera) kan emellertid tillåtas om inklädnaden görs lätt demonterbar. Eftersom inspektioner kräver inskränkningar i trafiken är det viktigt att de kan utföras så snabbt som möjligt. Vägverket Region Västs erfarenhet av upphängda inklädnader är att de fyller sin funktion väl, och ger ljusa och lättvättade ytor. De kräver emellertid relativt stora inspektionsinsatser. Det är framförallt själva upphängningsanordningarna som kräver åtgärder. Lätta inklädnader är direkt olämpliga för högtrafikerade tunnlar pga tryck- och sugkrafter från trafiken, vilket kan ge utmattningsbrott i upphängningsanordningen eller göra att t.ex muttrar lossnar.
- ✓ *Motgjuten betonginklädnad* har utförts i några tunnlar i Norge [3]. I Hallandsåsen pågår gjutning av en helt vattentät betonginklädnad, sk lining, som ska motstå ca 150 m vattentryck. Liningen där är alltså *odränerad*. Funktionen är i första hand att hindra sänkning av grundvattennivån till skillnad från de *dränerade* inklädnader som beskrivs i detta föredrag. Liningen i Hallandsåsen består i princip av två platsgjutna betongskal runt hela sektionen, med ett tätande plastmembran emellan. Betongen ska motstå vattentrycket och membranet ska stoppa vatteninläckaget. Dränerade inklädnader utsätts i normala fall inte för vattentryck. Vid en motgjuten betonginklädnad är det omöjligt att inspektera bergytan och förstärkningens tillstånd

på handnära avstånd. Anledningen till att konceptet ändå kan tillåtas är att en eventuell deformation i berget ger sprickor i betongen, vilket anses vara tillräcklig information.

Tunnel vid Grind –motiv till valt koncept

En motgjuten inklädnad är en dyr investering. I detta fall beslöt dock beställaren att använda metoden, av flera skäl. Tunneln ligger på väg E6, med höga krav på framkomlighet, trafiksäkerhet och miljö. Framtida drift- och underhållsarbeten i tunneln kommer att utgöra stora hinder för trafiken och bli kostsamma både för beställaren och samhället. Av det skälet önskade beställaren en inklädnad med lång livslängd, lättvättade släta ytor och tillförlitlig täthet mot vatteninläckage. Att minska kostnaderna för framtida drift- och underhållsåtgärder har alltså varit en viktig faktor. Dessutom innebär tunnelns korta längd (150 m) att investeringskostnaden för en motgjuten betonginklädnad totalt sett är relativt liten. Hänsyn till miljöpåverkan har också beaktats. Jämfört med ett alternativ med separat upphängd inklädnad kräver denna lösning en mindre mängd uttagen bergvolym. Injektering har endast erfordrats för att minimera påverkan på omgivningsmiljön, vilket innebär minskad mängd injekteringsmedel totalt sett. Kemiska injekteringsmedel har inte behövts alls. Estetiken har också varit en viktig faktor i detta projekt. Målet har varit att skapa en ljus och tilltalande miljö för trafikanterna. Utformningen av valv och betongytor har ägnats särskild uppmärksamhet.

Beställarens funktionskrav

Inklädnaden har följande övergripande funktioner:

- ✓ Lastupptagning av mindre lossnande bergblock (50 kN). Bergets storstabilitet säkras dock med konventionell bergförstärkning, dvs bultar och sprutbetong.
- ✓ Avleda från berget inläckande vatten ned till tunnelbotten.
- ✓ Skapa en ljus och estetiskt tilltalande trafikmiljö.

Inklädnaden utförs med en teknisk livslängd på 120 år. Utformning och utförande ska möjliggöra ett effektivt framtida drift- och underhåll av tunneln.

Konstruktiva och produktionstekniska krav

Utöver de funktionskrav som beställaren har och de som anges i Tunnel 95 [2] måste även följande beaktas vid detaljprojekteringen.

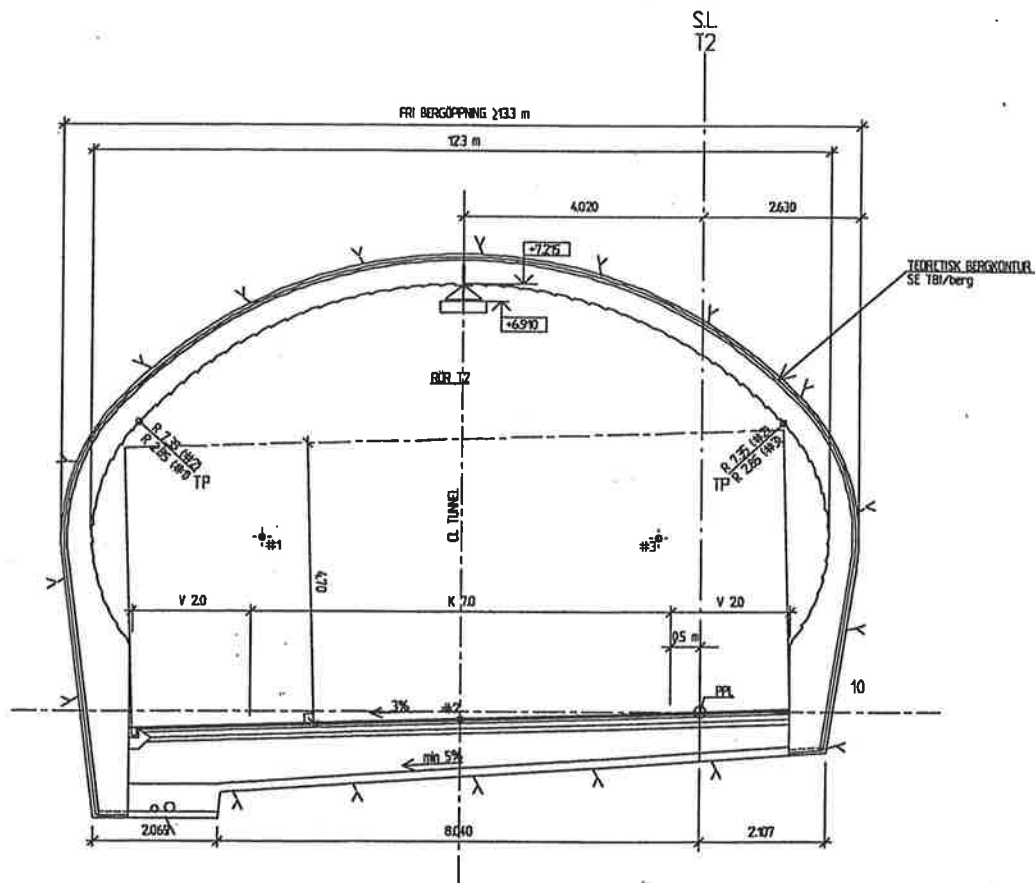
- ✓ Ur produktionssynpunkt är det önskvärt med ett utbyggnadsförfarande av inklädnaden med så få arbetsmoment som möjligt.
- ✓ Ur dimensioneringssynpunkt välja en metod som medger snabb revidering av beräkningarna i händelse av att stora avvikelser fås i bergutfall vid tunneldrivningen.

- ✓ Noggrant val av formar och formytor för att uppnå de estetiska krav som beställaren har.
- ✓ Val av betongtyp. Då gjutning av inklädnaden sker mellan formen och berget utan möjlighet att komma åt att vibrera betongen uppifrån ställs höga krav på betongens utfyllnadsförmåga och homogenitet.
- ✓ Armeringsutformning som möjliggör en effektiv montering av armeringen utan att skada membranet.

Slutlig utformning och förändring av projekterat förslag

För att uppfylla ovan ställda krav valdes följande koncept och förändringar mot det projekterade förslaget.

De nedre delarna av inklädnaden, även kallad barriärerna, utförs fryssäkra och dränerade genom att dessa gjuts mot en kvarsittande isolerad betongform. Utrymmet mellan betongformen och bergväggen fylls med lättklinker. Inklädnadens valv gjuts mot berg utan fryssäkra dräner. Detta förfarande medför att inklädnaden måste dimensioneras för vatten- och istryck på denna del.



Sektion av inklädnaden. *Section of the lining.*

Till skillnad från det projekterade förslaget har inga horisontella förankringar behövts sättas vid inklädnadens upplag vid tunnelbotten, eftersom horisontallasten från vattentryck mot barriärerna undviks genom att vattnet dränerats bort.

I upphandlingen av tunnelarbetena ingick även en provgjutning i fullskala av inklädnaden. Denna utfördes utanför tunneln mot en "bergliknande" överform. Provgjutningsetappen var 3 m lång och gjordes i två delar. Den ena halvan utfördes med vanlig betong vilken vibrerades genom luckor i formen. Den andra halvan utfördes med vibreringsfri betong (kallas numera självkompakterande betong) vilken pumpades in under gjutfrontens nivå. På detta sätt fick man en bra jämförelse av gjutresultat mellan konventionell och vibreringsfri betong. Medan den vibreringsfria betongen uppvisade fina ytor och god utfyllnad såg man att det varit svårt att få den konventionella betongen att fylla ut alla håligheter, framförallt i inklädnadens hjässa. Genom provgjutningen fick man också möjlighet att prova den tilltänkta formvagnen och de prefabricerade svetsade armeringsnäten. I samband med provgjutningen uppdagades att stora horisontella sprickor uppkom på utsidan av inklädnadens väggar vid anfangen. Dessa uppkom på grund av att provgjutningen helt saknade sidostöd, vilket den verkliga inklädnaden kommer att ha av berget. Man kan här tydligt se skillnaden i statiskt bärsystem för en lining genom berg och en cut and cover tunnel.

Beräkningsmetodik

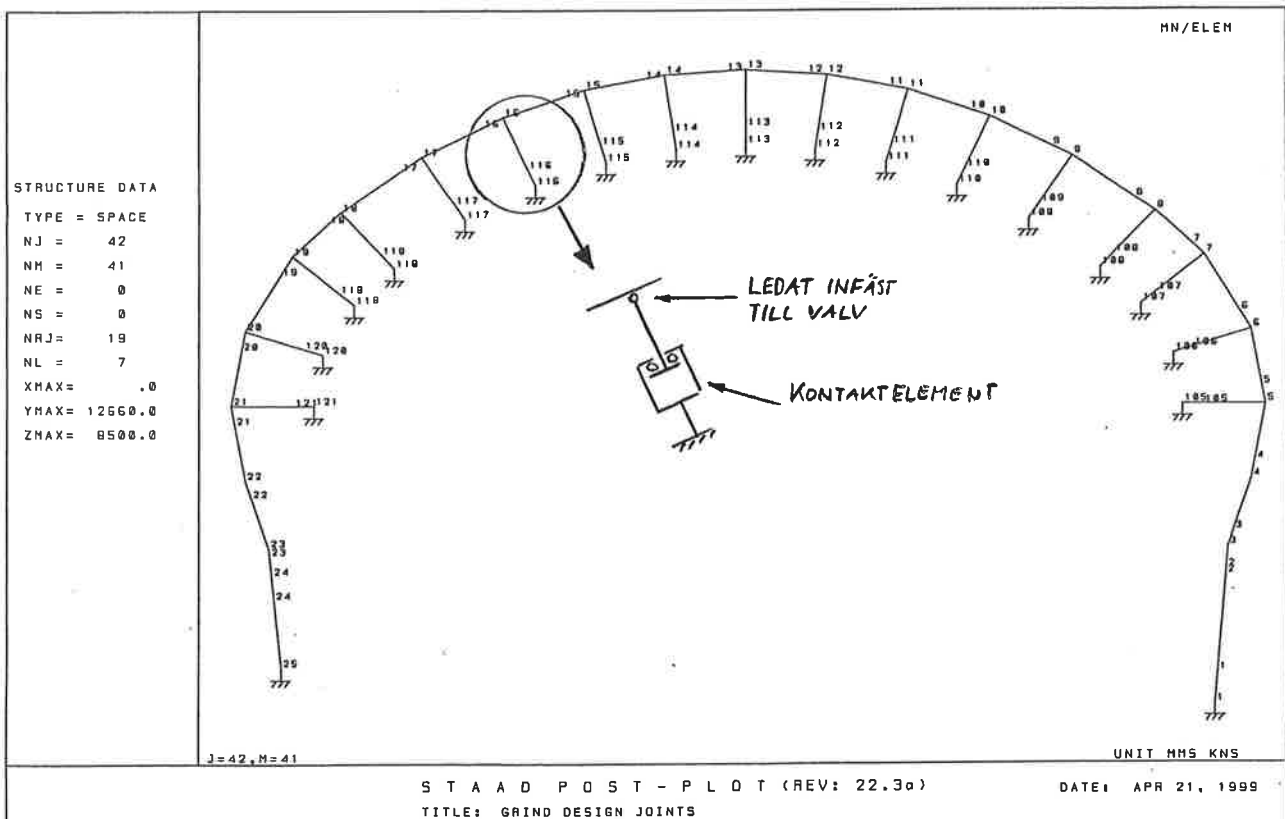
Beroende på vilka belastningskrav som ställs på tunnelinklädnad och huruvida denna skall vara en primärt bärande byggnadsdel i tunneln eller ej, fås några olika typer av statiska system. För en tunnel där totalstabiliteten ej säkras av berg utan inklädnaden skall bära lasten av överlagrande material, t ex cut and cover, fås ett traditionellt bärverk med en ram eller valvkonstruktion med stor bredd. Dessa konstruktioner kan beräknas på konventionellt sätt med en klart definierad grundläggning. Konstruktioner av denna typ är känsliga för differenssättningar i tunnels längsled.

I det fall då tunnelns totalstabilitet säkras av det förstärkta berget skall inklädnaden endast tjäna som skydd mot vatteninträning och eventuellt lossnande bergblock. Det finns då två typer av utformning att välja på. Dels kan man välja en sluten tunnelinklädnad, företrädesvis cirkulär för att klara stora vattentryck runt tunnels samtliga ytor. Denna typ är den som valts vid Banverkets tunnel i Hallandsåsen.

I tunneln vid Grind har man valt en hästskoformad sektion för tunnelinklädnaden, utan botten. Detta möjliggörs eftersom inget vattentryck fås från tunnelns golv eftersom konstruktionen utförs dränerad. Statisk kommer tunnelinklädnaden att verka som en valv/ram-konstruktion som stöttas av det omgivande berget. Beroende på hur den yttre lasten verkar kommer olika delar av inklädnaden att få anliggning mot berget. För vertikala laster, som t.ex egentyngd, kommer tunnelns hjässa att sjunka ner medan väggsidorna kommer att kalva utåt och ta spjörn mot bergväggen. För en stor ensidig horisontell last, t.ex ensidigt vattentryck, rör sig inklädnaden i sidled och kommer att stödja sig mot ena tunnelväggen och mot tunneltaket. Detta innebär att det statiska systemet är lastberoende. Således kan man inte beräkna inverkan från de olika lasterna

var för sig och sedan addera deras inverkan. Det är tunnelinklädningens rörelse på grund av det kombinerade totala lastfallets inverkan som bestämmer hur kontaktrycket mellan inklädnad och tunnelvägg kommer att se ut. Även inklädningens rörelsemöjlighet i tvärläng kommer att påverka kontaktryckens storlek och utbredning. Faktorer som påverkar inklädningens rörelsemöjlighet är temperaturvariationer och betongens krympning. Med ökad rörelsemöjlighet kommer kontaktytornas utbredning att minska vilket ger större påfrestning på sektionen. I längsled förväntas belastningarna bli små då inklädningen är grundlagd på berg och inte förutsätts få några differenssättningar.

Vid dimensioneringen har statikprogrammet STAAD III använts för analys av inklädningen. Programmet ger möjlighet att modellera olinjära kontaktpunkter, vilket utnyttjats för att beskriva bergets stöttning av inklädningen. Den statiska modellen utgörs av en meterbred strimla av inklädningen vilken fästs till bergväggen med kontaktelement med en meters mellanrum. Dessa kontaktelement är utformade så att de är helt stumma då inklädningen rör sig mot berget och kraftlösa vid rörelse från berget. Beräkningar har gjorts för ca: 200 olika fasta lastställningar vilka sedan sorterats med ett specialanpassat datorprogram för att få fram max- och minbelastning för varje beräkningsnitt, samt beräkning av erforderliga armeringsmängder. Förutsättningen för att använda vald metod är en relativ stor automation vid generering av de fasta lastfallen och behandling av resultaten från systemanalysen.



Systemmodell i STAAD III av inklädningen. *Computer model of the lining in STAAD III.*

Upphandling

Den motgjutna inklädnaden har upphandlats på förslagsritning, med ett totalpris för hela inklädnaden inklusive avjämningsbetong, fiberduk och membran. Entreprenören har ansvarat för detaljutformningen och dimensioneringen. Konstruktionen ska uppfylla kraven enligt Vägverkets allmänna tekniska beskrivning Tunnel 95 [2]. Beställaren har inte styrt sprängningsutförandet förutom krav på innehållande av teoretisk sektion och maximal salvlängd. Tanken med detta var att oförsiktig borring eller sprängning skulle innebära en större mängd "överberg" vilket i sin tur leder till ökad mängd avjämningsbetong. Detta har visat sig vara ett bra incitament för ett gott sprängningsutförande och minimering av betongvolymen. Förfarandet har också lett till att beställarens kontrollverksamhet kunnat minskas.

Organisation

Entreprenör är SAM-Schakt Mark AB och konstruktör av betonginklädnaden är Scandiaconsult Sverige AB. Bergschakten i tunneln har utförts av MIKA A/S från Norge. Betongleverantör är Färdig Betong AB. Membranleverantör är Alkor Draka.

Erfarenheter från arbetsplatsen

När detta föredrag skrivs har 8 gjutetapper à 10,4 m utförts i det ena röret, med mycket gott resultat. En etapp gjuts varje vecka.

Membranisolering

Före montaget av fiberduk och membran fick påbörjas avsynades och godkändes den avjämnade bergytan av membranleverantören och beställaren. En alltför ojämn yta eller vassa gaddar kan skada membranet under gjutningen, då betongens tryck ger stora töjningar i membranet. Det aktuella membranet tål ca 250 % töjning. Det är också lätt hänt att vassa armeringsstänger skadar membranet. Sådana ytskador upptäcks dock enkelt eftersom membranet har ett skvallrande signalkikt. Membranet monteras i 2 m breda våder med hjälp av en lift utrustad med en anordning för membranrullen. Infästningen till berget sker genom att membranet svetsas mot en spikförsedd plast-rondell. Spiken får inte penetrera membranet. Fogarna mellan våderna dubbelsvetsas, sk kanalsvets. Fogarnas täthet kontrolleras med provtryckning. Eventuella lagningar med påsvetsade lappar kan dock inte provtryckas.

Några erfarenheter hittills:

- Bergets ojämnheter gör ihopfogningen svår. PVC-membran är visserligen töjbara och förhållandevis "mjuka", men ojämnheterna ger en svår "skarvgeometri". Stort yrkeskunnande och rätt utrustning krävs av montören.
- Krav bör ställas att våderna monteras tvärs tunneln. Detta är det normala förfarandet, men i detta projekt läggs en våd i hjässan horisontellt, och i väggarna vertikalt

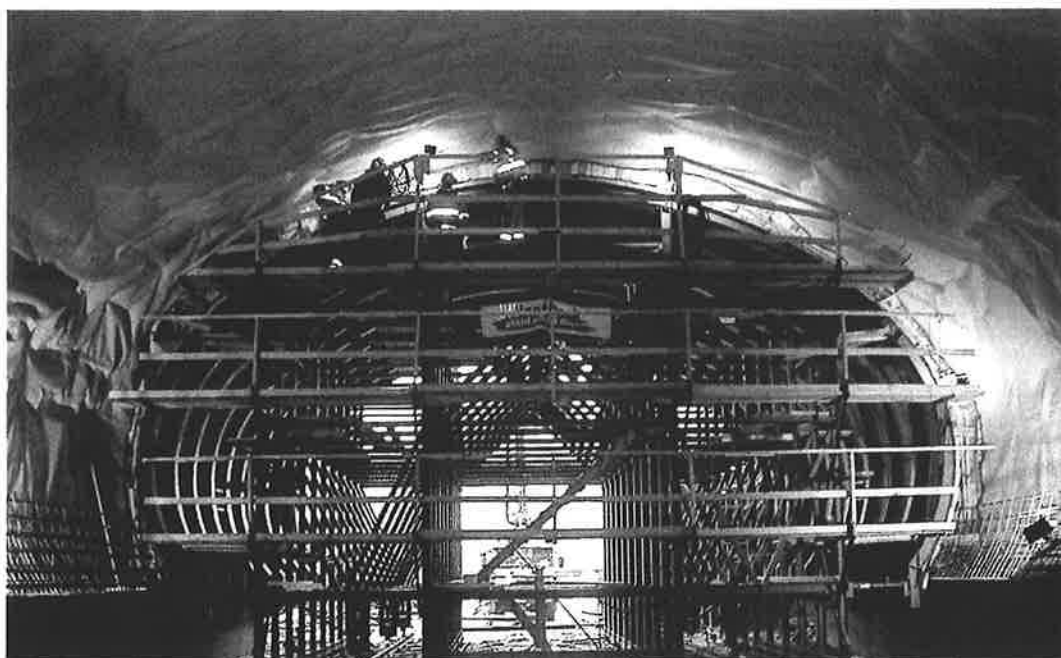
vilket leder till många skarvar. Horisontella fogar ska undvikas. Belastningen på varje fog blir då mindre, och eventuella läckage får en mindre spridning.

- Viktigt att infästningen görs i bergets svackor. Detta för att ge membranet tillräcklig rörelsemöjlighet och för att undvika häng.
- Noggrann arbetsberedning och kvalitetsuppföljning krävs.

Ställning, form, och armering

Formställningen utgörs av en fackverkskonstruktion i stål, med leder i vardera anfanget för att möjliggöra montaget. Formen justeras till sitt läge med hjälp av manuella domkrafter. Ställningen rullas in och ut ur tunneln på räls mellan varje gjutetapp. Själva formen består av ihoplimmade hyvlade och spontade 4-tumsplank. Armeringsarbetet utförs under ett väderskydd utanför tunneln. Armeringen består av prefabricerade och ihopsvetsade nät som monteras på plats genom najning. Svetsning får inte utföras i närheten av membranet. Erfarenheter hittills:

- Formställningen har fungerat. I början tog det tid att justera formens läge med domkrafterna, men nu går arbetet smidigt. Formtrycket är ungefär som vid konventionella gjutningar, möjligen något lägre. Detta kan kanske förklaras av att formen är hästsko-formad.
- Armeringsarbetet fungerar tillfredsställande. En etapp omfattar ca 7 ton armering och utförs av 5 man på ca 10 timmar. Stor försiktighet krävs då formen rullas in i tunneln, eftersom armeringen kan skada membranet vid utstickande gaddar eller häng.



Formställning inne i tunneln vid gjutning av valvet. *Form wagon when the ceiling is cast.*

Gjutning

Gjutningen utförs genom att den vibreringsfria betongen pumpas in i formen via ventiler som är placerade mitt på formen i längsled och på tre höjdnivåer. Den första metern fylls betongen på uppifrån, men därefter sker pumpningen underifrån så att betongen trycks in ända tills gjutfronten passerat nästa ventil. Pumpningen sker samtidigt på vardera sidor via en grenventil på pumpslangen. Gjutfrontens läge kontrolleras i sid- och höjdlid genom att knacka på formen och genom skvallerrör. De första etapperna vibrerades betongen ihop med hjälp av två formvibratorer i hjässan för att undvika gjutveck, dvs den synliga rand som kan uppstå vid gjutuppehåll eller ihopgjutning av vibreringsfri betong. Formvibreringen har nu stoppats, då den visat sig inte behövas. Varje gjutetapp omfattar ca 160 m³ och tar ca 9 timmar (ca 22 m³/tim). Förutom pumpföraren och en man för leveranskontroll kräver gjutningen 2 betongarbetare. Erfarenheter hittills:

- Gjutmetoden verkar fungera mycket bra, både med hänsyn till produktionen och det färdiga resultatet. Att tillverka och gjuta med vibreringsfri betong kräver inläring, kunnande, omfattande styrning och kvalitetskontroll. Betongen är betydligt mer känslig för variationer i recept, blandning och tider än konventionell betong. Leveranserna måste komma kontinuerligt och i tid, eftersom långa gjutuppehåll kan ge oönskade "gjutveck" på betongens yta. Vid en gjutning uppstod ett oplanerat gjutuppehåll på 2 timmar och 15 minuter, dock utan några synbara tecken på betongytan eller påfrestningar på form eller pump.
- Betongtemperaturen uppnår under härdningen maximalt ca 40°C efter 1 ½ dygn, vilket är lågt med tanke på betongens hållfasthet som är 65-70 MPa.
- Betongytorna har hittills blivit sprickfria och täta.
- Borrkärnor av den härdade betongen har tagits ut på flera ställen. Dessa visar på en homogen betong som har god utfyllnad mot berget, även i hjässan.
- Jämförelse mellan inmätt volym mellan avjämnad bergyta och form, och verkligt inpumpad betongvolym visar på god utfyllnad. Medeltjockleken har hittills varit 67 cm exklusive avjämningsbetongen, vilket stämmer mycket bra med entreprenörens kalkyl.

SUMMARY

A new stretch of the Swedish national road E6, between Håby and Rabbalshede, is currently under construction. Part of this project is the Grind tunnel, which is a 150 m long rock tunnel with two two-lane tubes. For the first time in Sweden, the water sealing system in a tunnel will be built as a water drained concrete inner vault, cast directly against the shotcreted rock surface. The overall stability of the tunnel is secured with rock bolts and fiber reinforced shotcrete. The water sealing consists of a 2 mm thick plastic membrane protected against the shotcrete with a geotextile. The theoretical thickness of the concrete inner vault is 40 cm. This article presents the reasons for choosing this type of water sealing system in the Grind tunnel, the requirements of the owner, the functional and structural design. Finally, some experiences from the construction site so far are presented.

Referenser

- [1] Tunnel 99, Vägverkets publikation 1999:138
- [2] Tunnel 95, Vägverkets publikation 1995:32
- [3] Tunnelkledninger, Vann- og frostsikring i vegtunneler, Statens Vegvesen publikasjon nr. 91

BERGBYGGANDE I HIMALAYA

Tunnelling in the Himalayas

Håkan Stille, KTH

Henrik Ivarsson, Skanska AB

Bent Aagaard, O.T. Blindheim AS

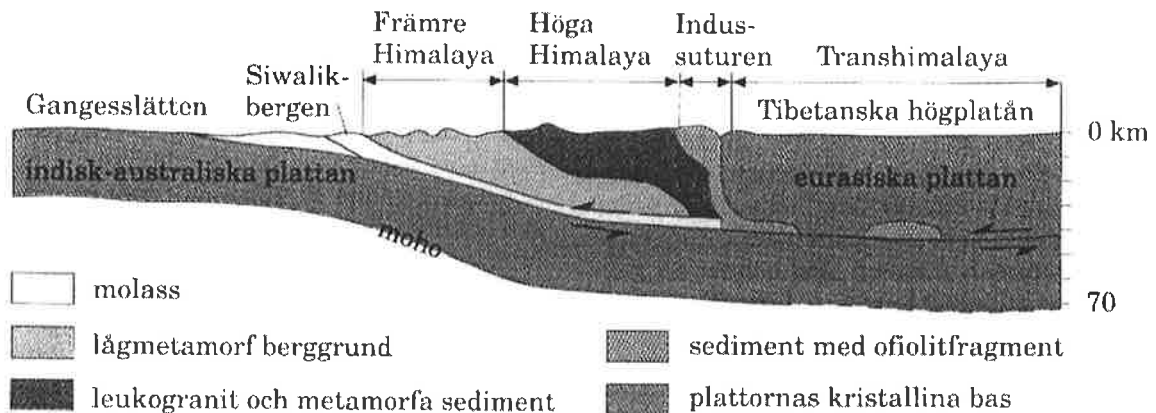
INLEDNING

Himalaya förknippas med mystik, otillgänglighet, världens högsta berg och djupa dalar. För oss tunnelbyggare finns även stora utmaningar, svåra bergförhållanden, tunnelras och skred. Himalaya är både lockande och avskräckande. I detta föredrag kommer några erfarenheter av tunnelbyggande i Himalaya att ges. Syftet är snarare att ge ett smakprov än att vara heltäckande, något som givetvis är omöjligt i en av världens mest komplexa geologier.

Några erfarenheter av vattenkraftprojekten i Uri och Dul-Hasti i Indien samt Khimti i Nepal kommer att redovisas.

GEOLOGI

Himalaya är jordens högsta bergssystem och har en längd av 250 mil. Från söder till norr kan Himalaya indelas i fyra regioner, Siwalikbergen, Främre Himalaya, Höga Himalaya och Transhimalaya, se figur 1.



Figur 1. Geologisk sektion genom Himalaya (tagen ur National Encyclopedien)
Geological cross section through Himalaya.

Siwalikbergen är ett relativt lågt kullandskap genomsatt av floder. Främre Himalaya har en medelhöjd på ca 4 000 m ö h och består i huvudsak av kristallina gnejser i ett landskap karakteriserat av branta sluttningar.

I Höga Himalaya ligger de högsta topparna, flera av dem över 8 500 m, huvudsakligen i Nepal. De skrovliga, tillspetsade topparna omgivna av djupt nedskurna dalar med mäktiga dalglaciärer karakteriserar detta område.

I Transhimalaya finns toppar på över 6 000 m ö h men också vidsträckta plataer och mellanliggande bäcken.

Himalaya bildades då kontinentaldriften förde den indiska subkontinenten norrut tills den kolliderade med Eurasien för ca 50 miljoner år sedan. Under de senaste 10 miljoner år har kollisioner orsakat den mäktiga höjningen och bildande av världens högsta toppar. Den gamla berggrunden i Eurasien har skjutits söderut som stora delvis veckade skolor upp över den indiska plattan. Det är dessa skolor som bygger upp Främre och Höga Himalaya. Söder om Främre Himalaya har kontinental molassediment under den senaste årmiljonen höjts till en randbergkedja, Siwalikbergen.

Berggrunden i Himalaya är komplex. Veckningar, överskjutningar, förkastningar har bidragit till den komplexitet som råder. Området är tektoniskt aktivt idag. Den kraftiga tektoniska påverkan har även medfört att berggrunden är känslig för vittringsprocesser och erosion.

Kraftverksprojektet i Uri är beläget längst västerut just på gränsen mellan Siwalikbergen och Främre Himalaya. Själva kollisionssonen, "Panjal thrust", mellan den indiska subkontinenten med sina sediment från tertiär tid och euroasiska plattan med sin mycket äldre berggrund, skiffrar och vulkaniter går genom utloppstunneln.

Dul-Hasti är belägen i det främre Himalaya. Berggrunden är starkt veckad och överskjutningar förekommer. Viktigaste strukturen är den djupa gravsänkan (pull apart graben) som genomkorsar området till en följd av stora förkastningar (strike-slip faults).

Kraftverksbygget i Khimti i Nepal, 15 mil från Mount Everest, ligger i Höga Himalaya och karakteriseras av överskjutningar i en kristallin gnejsberggrund.

BERGMEKANISKA FRÅGESTÄLLNINGAR

Inom ramen för den komplexa geologin inryms hela kartan av förekommande bergmekaniska problem. Av tektonik och vittring nedbrutna och uppkrossade svaghetszoner har medfört att "flowing ground" och "running ground" förekommer. Nedbrytning och omvandling har givit berget tidsberoende egenskaper, krypning (squeezing ground), svällning (swelling ground) och successiv uppluckring (ravelling ground) förekommer frekvent. Fickor av metangas utgör en annan stor fara. Höga bergtryck för topparna ger smällbergsproblem (spalling and popping ground). Omvända förhållanden finns även såsom totalt avspända partier med därmed vidhängande instabiliteter. Höga bergtryck i kombination med skiffriga strukturer ger knäckning. Vatten, dels i form av höga tryck, dels såsom stora flöden, är självklart även en fara. Därtill kommer de mer normala problemen men med risk för blocknedfall och korta "stand-up time" i dåligt berg.

Erfarenheterna från tunnelbyggnad i Himalaya är dåliga. Det finns nästan inte ett projekt som inte drabbats av problem, tunnelras och stora förseningar, se exempelvis Madan (1996), Chaubey (1998).

Komplexiteten och svårighetsgraden ger en självklar fokusering på val av drivningsmetod, förstärkningsteknik och designfilosofi. Det traditionella bergbyggandet med stålbågar och betonginjutningar ställs mot mer moderna metoder såsom stålfiberarmerad sprutbetong, sprutbetongbågar, injutna ej förspända bultar och förbultning (spiling).

Konventionella drivningsmetoder (borrning och sprängning) ställs mot mer moderna men mindre flexibla TBM-alternativ.

NÅGRA PROJEKTERFARENHETER

Uri Hydro Power Project

Projektet har tidigare redovisats på Bergmekanikdagarna (Brantmark et al, 1995). Utloppstunneln som går i extremt dåliga förhållanden, har varit föremål för speciella studier, se även Brantmark (1998). Utloppstunneln är 2.0 km lång. Tunnelarean är ca 75 m². I uppströmsdelen nära kraftstationen finns en 290 m bred zon av skjuvat och krossat berg bestående av glimmer, kalk, klorit och grafisk skiffer. Bergtäckningen är där ca 400-500 m. Mycket besvärliga bergbyggnadstekniska förhållanden förelåg således. Mot utloppet passerar tunneln den regionala överskjutningszonen "Panjal Thrust" som bildar gränsen mot den tertiära röda lerskiffen, se figur 2. Typskikt för drivningen av denna tunneldel var följande

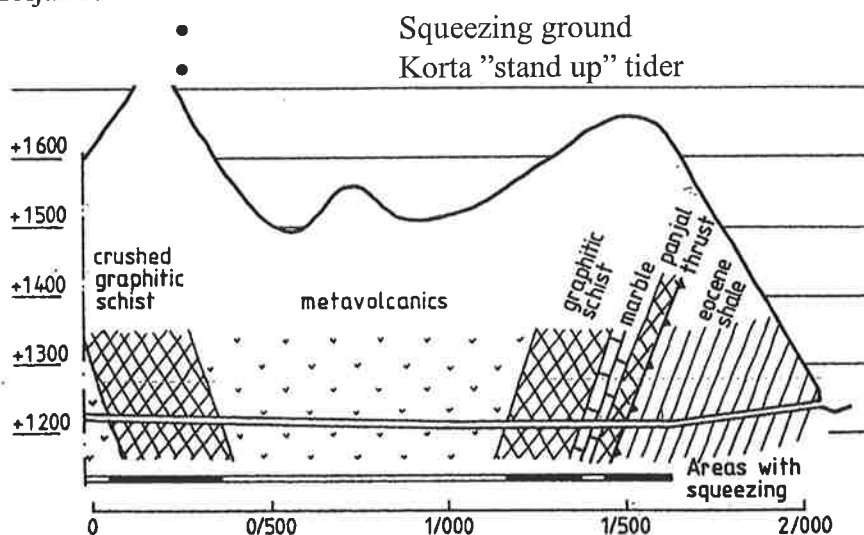
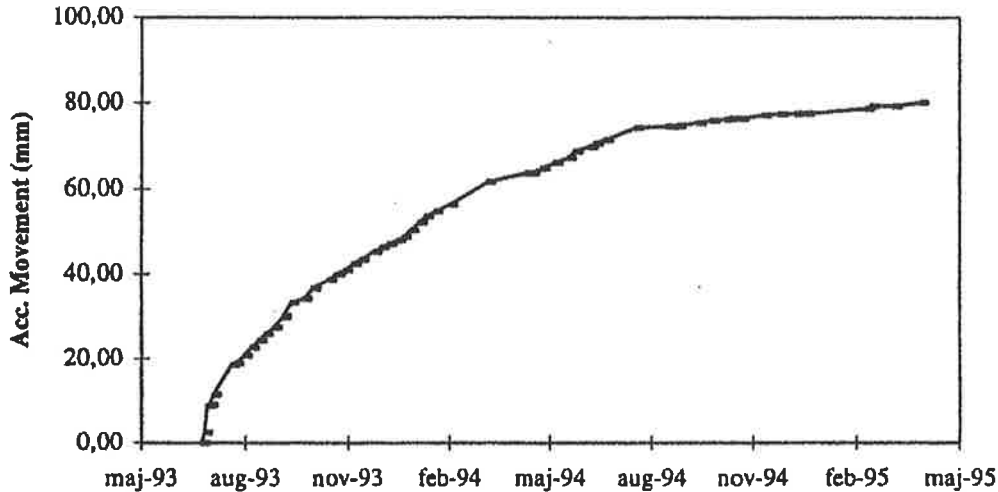


Fig 2. Längdsektion genom utloppstunneln (Brantmark, 1998)
Longitudinal geological section of the tailrace tunnel (Brantmark, 1998).

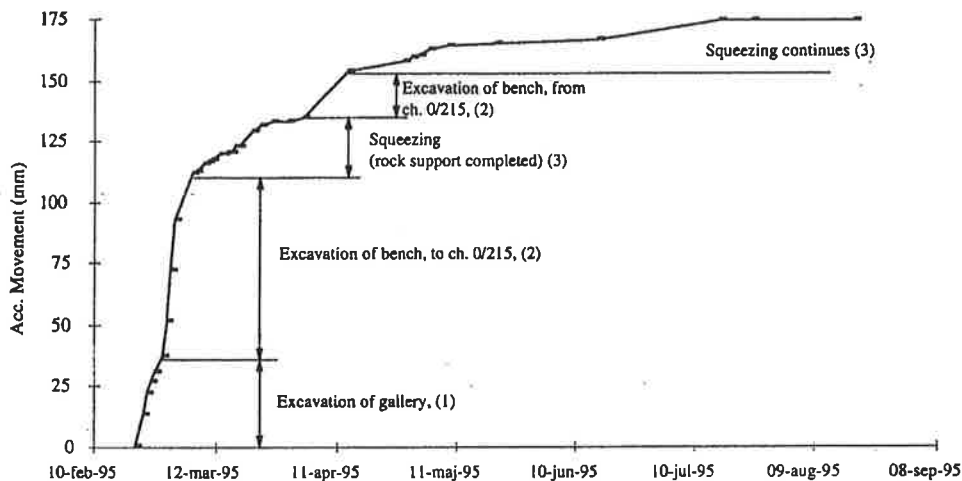
Squeezing ground observerades i de röda lerskiffarna som klassades som ett relativt bra berg (RMR = 50) och som generellt uppvisade en god stabilitet utan tecken på på insta-

bilitet under själva drivningsskedet. Någon månad efter uttaget observerades sprickbildning. Viss kompletterande bultning och förstärkning utfördes. Mätningar startades. Efter ca 2 år hade deformationer inte upphört, även om den visade en avstannande tendens. Totalt uppmättes ca 80 mm konvergens, se figur 3.



Figur 3 Krypning i lerskiffern (Brantmark, 1998).
Development of deformation in the red shale (chl/569).

Den grafiska skiffern, som var av mycket dålig kvalitet (RMR = 10), uppvisade dels en mycket kort "stand up" tid, dels långtidskrypningar. Förloppet var i sig mycket snabbare än i lerskiffern och erfordrade en tidig slutning av sektionen. Deformationer upp till 170 mm uppmättes, se figur 4.

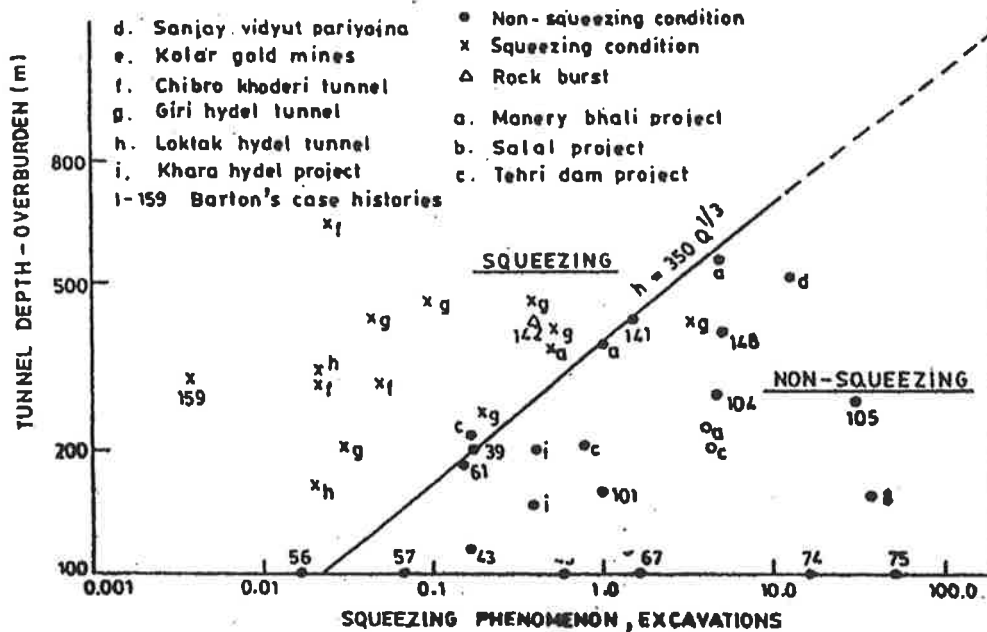


Figur 4. Krypning i den grafiska skiffern (Brantmark, 1998).
Development of deformation in the crushed graphic schist ch 0/210.

I lerskiffern förväntades ingen krypning. Den goda bergkvalitén i kombination med den relativt begränsade bergtäckningen (300 m) gjorde att man ej förväntade sig krypning. Där-

emot var det klart att den grafiska skiffen skulle krypa. Bergtäckningen var även här något större 300-500 m.

En jämförelse med erfarenhet med avseende på relationen mellan Q-värde, bergtäckning och "squeezing ground", se figur 5, visar på att även andra kriterier måste beaktas för att predicera krypning (ex bergart). Relation mot Q-värdet i sig är inte entydigt.



Figur 5. Relation mellan Q-värde, bergtäckning och "squeezing ground" (från Singh et al, 1992).
Relation between rock quality and squeezing behaviour.

Slutsatsen av den analys J Brantmark (1998) genomförde, var att det inte finns kunskap och teorier för att kunna predicera krypning vad gäller såväl tid som uppbyggnad av tryck. Mätningar och analys av mätresultat är den teknik som står till buds.

Andra erfarenheter var att beslut om den såväl initiella som slutliga förstärkningen ej kan tas på alltför decentraliserad nivå. Denna lärdom blev tydlig i samband med att ett stort tunnelras på ca 5 000 m³ inträffade som totalt blockerade en av påslagstunnlarna. Det mycket dåliga berget, uppkrossad grafitisk skiffer, gjorde att raset vid fronten utvecklades till en total kollaps med ett beteende som kan betecknas som ett bakåtgripande skred. Tunneln fick överges och en ny tunnelsträckning fick fastställas. Komplexiteten hos geologin och svårigheten hos de förekommande instabilitetsproblemen gör att den normala och vanliga erfarenhet som finns på tunnelchefsnivå och lägre ej är tillräcklig. Tydliga anvisningar samt en målsättning att skapa en cykliskt entydig process är viktigt för god framdrift.

För att underlätta drivningsstrategin infördes bergklasser som även innehöll en verbal beskrivning. Enbart klassning med RMR- eller Q-metoden visade sig ge kommunikationsproblem.

Förstärkningen skedde uteslutande med ingjutna slaka bultar i kombination med såväl fiber- som nätarmerad sprutbetong. I de sämsta klasserna utfördes även förbultning (spiling). Erfarenheterna var även här goda. Riktigt installerad "spiling" möjliggjorde större indrifter och därmed även en snabbare framdrift.

De indiska utvärderarna skrev följande (Chauhan, 1998):

"In India at Uri Hydro Electric Project (J&K) an appreciable and extraordinary rate of rock tunnelling – 19 km in 3 years time, highest record in India – has been achieved because of the use of fibre reinforce shotcrete".

Alla former av jämförelse vad gäller framdrift är svåra att göra. Faktorer som typ av utrustning, antalet fronter, antal arbetstimmar per vecka m m, har stor betydelse och framgår normalt inte i erfarenhetsdiagram. De i Uri erhållna framdrifterna är låga, sett ur skandinavisk synvinkel. Trots det gör utvärderarna ovanstående uttalande. Följande framdrifter erhöles:

Class I	RMR >60	37 m/w
Class IIa	51-60	31 m/w
Class IIb	41-50	26 m/w
Class III	21-40	20 m/w
Class IV	<20	8 m/w

Den låga framdriften i den sämsta klassen beror på att tunneln måste utföras med delad front ("multiple"-drift) för att säkerställa stabiliteten.

Dul-Hasti Power Project

Området kännetecknas av en mycket komplex geologi, vilken har omtolkats flera gånger. Den viktigaste strukturen i området är "Kishtwar fault" och den flera hundra meter siltfyllda bassäng den har skapat. Tolkningen i dag är att den extremt starka horisontella förkastningen har medfört att en så kallad gravsänka, "pull-apart graben", har bildats, Winter et al (1994). Konsekvensen av detta är att stora horisontella spänningar och dragsprickor har utbildats i omgivande berg. Dessa sprickor har under kvartär tid blivit fyllda av olika okonsoliderade material, huvudsakligen silt.

Utbildandet av dessa öppna dragsprickor har företrädesvis formats i svaghetsplan i berget. Bergarterna är i huvudsak kvartsiter, fylliter, glimrar och gneiss. Bergtäckningen går upp till flera tusen meter och därmed är risken för extremt höga vattentryck stor.

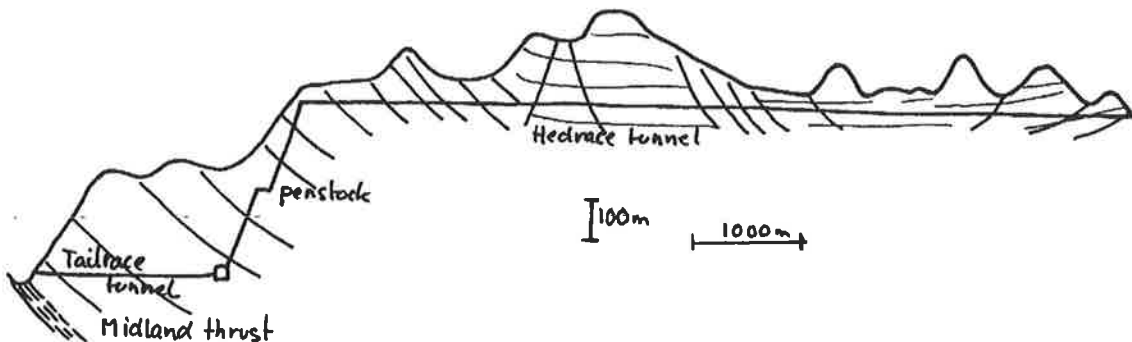
Dessa extrema förhållanden skapade stora problem för tunneldrivningen. Arbetet startades med ett franskt konsortium och tunneln drevs med en öppen TBM. Efter ca 1200 m bråkade berget till bakom TBM-maskinen ca 10 m från fronten. Inströmmande silt, sand och grus blandat med vatten (flowing ground) och in flödade ca 70 m³/min. Flödet avtog och minskade till ca 7,5 m³/min efter ca 6 månader. Totalt ca 4 000 m³ av jordmaterialet fyllde

tunneln till stor del och begravnade nästan TBM-maskinen. Undersökningar efteråt visade att en ca 35 m djup och flera meter bred öppen jordfylld akvifär var belägen under tunnelbotten. I själva tunneln syntes endast en ca 0,2 m bred skjuvzon. Arbetena med tunneldrivning fick avbrytas och åtgärder utfördes i form av pumpgropar, dräneringshål och förstärkning av rasområdet samt utschaktning av alla rasmassor. Totalt blev det ca 6 månaders försening (Deva et al, 1994).

Frågor som kan ställas är om TBM är en tillräckligt flexibel metod under rådande svåra förhållanden och hur bör försörningen utföras till omfattning och metod för att säkerställa en säker arbetsplats? Inga lätta och självklara svar finns.

Khimti Hydro Power Project

I Nepal nära Mount Everest utför norska Statkraft Anlegg AS ett vattenkraftprojekt. Den komplexa geologin med sina överskjutningar och skollor har medfört att mycket svåra bergförhållanden har förelegat (Fjeldstad, 1997). Den huvudsakliga bergarten är en ögongneiss. Den tektoniska påverkan är stor i området. Strax söder om utloppet finns en större regional överskjutningszon benämnd Midland Thrust. Den tektoniska påverkan har gjort att gneissen är genomsatt av flacka skjuvzoner där berget är helt sönderbrutet, mylonitiserat och leromvandlat. Dessa skjuvzoner har en relativt stor mäktighet och frekvens, vilket givit de dåliga och svåra bergförhållanden som förelegat, se figur 6.



Figur 6. Längdsektion genom Khimti
Crossection.

Berget är normalt vittrat till några 10-tals meter djup. Vittringen varierar från komplett nedvittring till beläggning på sprickytan. Vittringsrötter till betydligt större djup finns längs förkastningar och svaghetszoner.

Bergförhållandena visade sig vara mycket dåliga också djupt in i berget.

Fair to poor	28%	$1 < Q < 10$
Very poor	45%	$0,1 < Q < 1$
Extremely poor	21%	$0,01 < Q < 0,1$
Exceptionally poor	7%	$Q < 0,01$

På grund av extremt svåra förhållanden i form av att transportvägar till intaget och tillloppstunneln saknades, startade tunnelarbetena med huvudsakligen handhållna utrustningar för borring och sprutning. Vid de svåraste förhållandena hade man för avsikt att gjuta betongvalv vid fronten successivt med drivningen. Endast utloppstunneln skulle drivas med borrhaggregat och sprutbetongrobot. Efter ett halvårs drivning konstaterades att framdriften var för långsam och att flera tunnelras inträffat på grund av att förstärkningen med betongvalv ej kunde utföras i tid. Ny utrustning införskaffades och fiberarmerad sprutbetong med robot i kombination med förbultning (spiling) fick ersätta de gjutna betongvalven. Kapaciteterna ökade till acceptabla värden. Tunnelarean är ca 15 m² vid handhållen drivning och ca 25 m² vid maskinell. Följande ungefärliga kapaciteter har erhållits, i medeltal:

Handhållen drivning	12 m/vecka
Maskinell drivning	23 m/vecka

En tydlig förbättring efter en upplärnings- och inkörningsperiod kunde noteras.

En erfarenhet var att användning av förbultning (spiling) förbättrade stabiliteten vid drivningen och därmed bidrog till ökande framdrifter. Mindre utfall och ras påvisade betydelsen av att ge spilingen bärkraftigt upplag i bägge ändarna. Efter en inkörningsperiod så kunde tunnlar drivnas klart utan några ytterligare större tunnelras.

Tydliga förstärkningsklasser togs fram anpassade till de rådande geologiska förhållandena, allt för att underlätta beslut om drivning och förstärkning.

Trots det dåliga berget var krypningen försumbar eller liten, ca 10-20 mm, och mindre än vad man erfarenhetsmässigt skulle förvänta sig, se figur 5. Lokalt har dock stora deformationer uppmätts (150 mm).

Det mycket dåliga berget har även givit problem med schaktdrivningen av tryckschaktet. Fallhöjden är totalt ca 630 m. Tryckschaktet är uppdelat på två schakt med en mellanliggande plåtå. Det undre schaktet kunde drivas utan större problem. Det övre schaktet låg närmare bergytan och berggrunden var sämre genom dels flera skjuzoner, dels mer vitt-ring, se figur 7. Schaktet drevs med Alimak stig. Ett första försök resulterade i en kollaps och uppfyllning av utsprängd del ca 170 m. Schaktet relokalisades och flyttades längre in i berget. Efter ca 350 m drivning nära övergången till tillloppstunneln skedde ett andra ras. Raset utvecklades under ca 2 dygn och totalt rasade ca 3 400 m³ berg in. Berget var av typ "flowing ground" och fyllde hela schaktet och mellanplåtån och rann ut ca 150 m i påslagstunneln. Turligt nog stod en vinsch i vägen och avlänkade flödet från att rinna ned till själva kraftstationen. Berget vid själva rasplatsen var mycket dåligt $Q < 0.01$, kraftigt vitt-rat, uppkrossat och skjuvat samt innehöll mycket lera i kombination med mindre vatteninläckage.

Drivningen fick därmed avbrytas och genomföras uppifrån. Spiling tillsammans med en successiv förstärkning och slutande av den runda sektionen med stångarmerad sprutbetong gjorde att man på ca 20 veckor kunde ta sig igenom det rasade området. I samband med

utschaktning av de rasmassor som fyllde tryckschaktet uppkom ett ytterligare mindre ras som passerades på samma sätt.

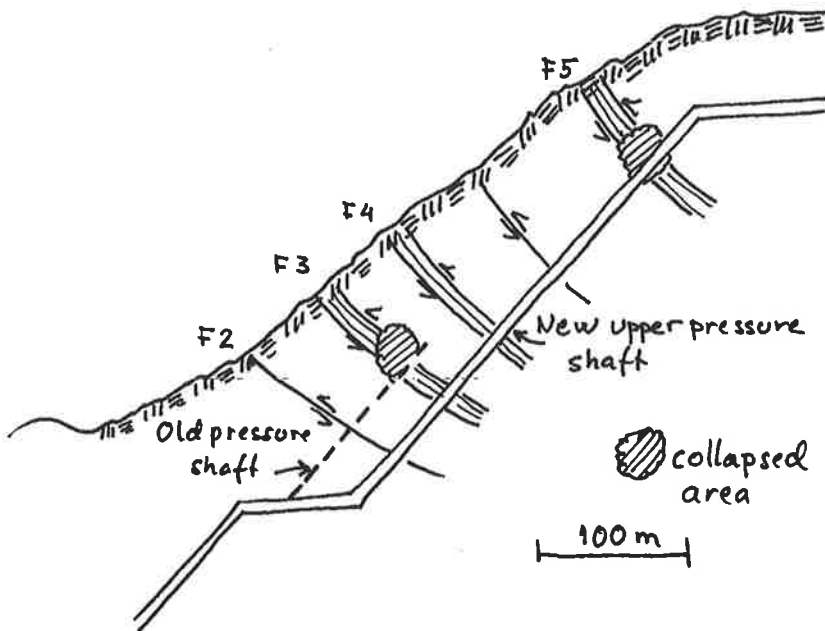


Fig. 7 Sektion genom tryckschaktet
Section through the penstock

SUMMARY

Tunnelling through Himalaya is a challenge. The very complex rock formations in the Himalayas are intricately folded, faulted or thrusts owing to tectonic deformation. Every project completed up to date had to cope with difficult geotechnical and ground problems.

The use of Scandinavian tunnelling technology like steel fibre shotcrete, grouted dowels, spiling, has proven to be very successful and has been the key to enabling the completion of the project on time. Important factors are also a good organisation, skillfull tunnel superintendent and crew as well as experienced engineering geologists. Well defined rock classes adapted to the real conditions and a good communication between the parties have also proven to be useful in order to get a good pro-gress, reducing the amount of tunnel collapses..

REFERENSER

Brantmark, J (1998). Rock Support in Weak Rock – A study based on the Uri project. Dr Thesis 1026, KTH, Stockholm.

Brantmark, J, Heiner, A, Martna, J, Stille, H (1995). The Excavations of the Machinery Hall, Uri Hydroelectric Power Project, India. Bergmekanikdagen 95, SveBeFo.

Chaubey, V.D (1998). Potential of Rock Mass Classification for Design of Tunnel Supports – Hydro Electric Projects in Himalayas. Int. Conf. on Hydro Power Development in Himalayas, April 98. Shimla, India.

Chauhan, R.L (1998). Impact of Management on Tunnel Advance Rates. Int. Conf on Hydro Power Development in Himalayas. April 98, Shimla, India.

Deva, Y, Dayal, H.M, Mehrotra, A (1994). An Artesian blow-out in a TBM driven water conductor in North-West Himalaya. Proc. Int. Conf. in Eng. Geology 7, Vol. VI, pp 4347-4354, 1994.

Fjeldstad, H (1997). Vannkraftutbygging i Nepal. Fjellsprengningskonferens, Oslo 1997.

Madan, M.M (1996). Penetrating the Himalayas Tunnels and Tunnelling. June 96.

Singh, B, Jethna, J.L , Dube, A.K (1992). Correlation between Observed Support Pressure and Rock Mass Quality. Tunnelling and Underground Space tech. Vol. 7, No. 1, pp 39-74, 1992.

Stille, H, Brantmark, J, Heiner, A, Martna, J (1998). Evaluation of Squeezing Experienced in the Uri-project India. Int. Conf. on Hydro Power Development in Himalayas, April 98. Shimla, India.

Winter, T, Binquet, J, Szendoi, A, Colombet, G, Amijo, R, Tapponnier, P (1994). From Plate Technics to the Design of the Dul-Hasti Hydroelectric Project in Kashmir. Engineering Geology 36; 3-4, pp 211-241, Elsevier, Amsterdam.