

SveBeFo



STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

BERGMEKANIKDAG

2005

Föredrag



Svenska Bergmekanikgruppen – ISRM

International Society for Rock Mechanics

Vad är ISRM?

ISRM är en ideell, världsomfattande förening för att främja den bergmekaniska vetenskapen och dess tillämpningar. Organisationen stöds genom medlemsavgifter och särskilda bidrag. Varje lands anslutna ingenjörer/bergmekaniker bildar en nationalgrupp.

Organisationen har en president, en styrelse och ett råd ("Council") med representanter från de nationella grupperna. I dag finns 5000 medlemmar, fördelade på 46 länder.

Sveriges nationalgrupp – Svenska Bergmekanikgruppen – administreras av SveBeFo. I Sverige finns idag ca 130 individuella medlemmar samt 13 stödjande medlemsföretag. ISRMs sekretariat finns i Lissabon, Portugal.

ISRM har till uppgift:

- att verka för internationellt samarbete, utbyte av idéer och information
- att agera för professionalitet bland ingenjörer/bergmekaniker
- att främja undervisning och forskning

ISRM verkar för att uppnå målen genom att:

- verka i arbetsgrupper, Commissions, med vetenskapliga och tekniska frågor bl a för att ta fram "Suggested Methods" för tillämpning inom bergmekaniken
- ge ut ISRM News i nätupplaga på www.isrm.net och i tryckt version en gång per år
- hålla internationella kongresser vart 4:e år
- sponsra internationella och regionala symposier organiserade av nationella grupper
- samarbeta med andra internationella vetenskapliga föreningar
- tilldela Rocha-medaljen för framstående doktorsavhandlingar samt Müller-priset för erkännande av betydelsefullt engagemang i bergmekanikens utveckling

Huvuduppgiften för den svenska gruppen är att främja och aktivt delta i ISRMs internationella samarbete, bl a i de olika arbetsgrupperna (Commissions).

Bli medlem du också och utnyttja möjligheten att påverka utvecklingen och därmed din framtid som ingenjör och bergmekaniker!

STRESS FIELDS IN COMPLEX ROCK MASSES

*Stephen D. McKinnon, Department of Mining Engineering, Queen's University,
Kingston, Ontario K7L 3N6*

Abstract

For most stability analyses in rock engineering, the form assumed for the stress field is relatively simple. Principal stress magnitudes are a function of depth, and orientation is constant. For shallow excavations or uncomplicated rock masses these assumptions are normally acceptable. However, in high stress environments with complex geology, such as encountered in most deep hard rock mines, there are numerous examples of stress related rock mass behaviour that cannot be explained using this simple approach. This paper explores the characteristics of stress fields in complex rock masses using three large databases of stress measurements. Numerical models of fault evolution are also examined in order to demonstrate the complex interaction of faults with the stress field, and in particular, the phenomenon of remotely triggered seismic events. From these investigations, some conclusions about the nature of stress fields in complex rock masses are made, together with the implications for engineering design.

Introduction

In the design of excavations in rock, estimation of rock mass stability at various scales is a key task. Stability depends on both rock mass strength and stress conditions. Although great advancements have been made in methods of estimating rock mass strength (e.g. Hoek et al., 2002), the same cannot be said about our understanding of stress fields. In practice, stress measurements are amongst the most difficult and expensive to carry out, and interpretation of results is invariably a challenge. Accurate definition of a stress field is therefore one of the most difficult aspects of the stability analysis process.

As a consequence of these difficulties, stress fields specified in stability analyses generally have simple form, involving no more than linear variations of magnitude with depth and constant orientation of principal stresses. Many stress analysis codes also limit stress field specification to this simple format. In this paper, some large databases of stress measurements are analyzed. Together with observations of mining seismicity plus analysis of some simple numerical models, the characteristics of stress fields in complex geological environments will be explored. From this, some inferences about large-scale rock mass strength and stability will be made. It will be illustrated that the common assumptions leading to a relatively simple description of the stress field can be misleading. The focus is on stress fields in mines, as the geological environment of most mines is complex. However, many of the results will be applicable to any rock mass.

The fields of engineering and earth sciences have both contributed to the literature on stress fields in rock masses, although the two fields have advanced differently. Both will be described as they provide a perspective on the status of how stress fields are currently treated in stability analysis and the complexities that remain.

In the engineering literature, the effects of geological structures on stresses have been known for some time (Hyett et al., 1986). In a similar manner to rock mass strength, it has been hypothesized that stress magnitude and orientation may vary with scale, e.g. the larger the scale the lower the mean stress magnitude. This has led to the concept of a “representative” or “equilibrium” volume for different scales (Stephansson and Brown, 1988; Cuisiat and Haimson, 1992), although to date, no definitive evidence of this scale effect has been found. Stress magnitudes and orientations have been shown to vary near major faults, and stress domains have been found to correspond to major structural geological boundaries (Martin, 1990; McKinnon and Garrido, 2003). Due to the effects of these structures, Amadei and Stephansson (1997) recommend that “measurements should be carried out away from major rock mass heterogeneities or fault zones”. However, despite recognition of the heterogeneous nature of stress fields and the influence of geological structures, standard practice in numerical stress analysis used for assessing stability of underground excavations is still based on the use of simple representations of the stress field such as Arjang and Herget (1997); - see Amadei and Stephansson (1998) for a comprehensive review of stress models.

Due to the difficulty of physically measuring stresses, research in the engineering literature has also focussed on methods of stress measurement. The two principal methods are (i) overcoring, and (ii) hydraulic fracturing, although in the mining field, the overcoring method is by far the most common. The discussion generally focuses on the basic assumptions inherent in the methods, and the different in situ factors that affect the results, such as nearby fractures, rock fabric, volume being sampled, and even microcrack induced damage. Christiansson and Janson (2003) describe the great difficulties in interpreting results due to large scatter between measurements and the inability to remove the effects of various factors, although there is at this point no distinct advantage of one method over the other. Wiles and Kaiser (1994) have proposed the underexcavation method to remove some of these effects, particularly the small volume point-measurement effect, but this is inherently an averaging technique that loses information on stress flow variations within the larger volume.

The approach to stress field interpretation adopted in the engineering literature appears to be based on (i) simplification of a complex problem such that engineering solutions can be obtained (due to lack of data, difficulty and cost of stress measurement programs), (ii) the overwhelming success of the “equivalent material” approach used in determining rock mass strength (Hoek et al., 2002), in which the effects of discontinuities are averaged out, and (iii) the desire to remove the influence of geological structures from the final stress field representation due to it being perceived as a distortion to the prevailing “normal” stress field. In summarizing the engineering literature, it is significant to quote from the editors of a well known rock mechanics

journal in a recent special issue on rock stress estimation: “we do not understand rock stress and the factors that affect the orientation and magnitude of the in situ principal stresses” (Hudson and Cornet, 2003). Although somewhat overstating the problem, it recognizes the inadequate current state of knowledge of stress fields in (complex) rock masses.

The earth sciences literature has advanced in quite a different manner, largely due to the different requirements that engineers and earth scientists have on how stress field data is used. The continued focus of earth scientists is on how major structures affect stress field orientation and magnitude, and conversely, in studies of seismicity, how slip on faults affects the local stress field. Stress patterns at various scales have been examined. Global stress patterns are critical to understanding the driving mechanisms for many processes in the earth’s crust. A comprehensive effort to compile global stress data resulted in the World Stress Map project (Zoback et al., 1989). This has been the basis for more detailed regional studies, which have clearly shown the significant effect of structures in the formation of stress domains (e.g. Hardebeck et al., 2001; Martínez-Díaz, 2002). In the context of crustal stability and seismicity, stress field characteristics have been shown to play a significant role (Gomberg et al., 1998; Ziv et al., 2000), however, in terms of modelling, the debate of the relationship between fault strength, stress field, choice of initial stress field etc. is still largely unresolved (Harris, 2004). Therefore, although the earth sciences have more completely embraced stress field complexity in relation to the geological environment, the problems paralleling those found in engineering i.e. existing degree of stability of faults, triggering of seismicity, and how to approach these problems through modelling, remain unsolved.

Characteristics of Stress Fields from Measurements

For most engineering projects, very few, if any, stress measurements are made. More often, use is made of regional compilations, which are averaged and presented in a standard form of magnitude as a function of depth for each of the principal stresses. Further refinement of the stress field may be carried out at a site if there are well documented cases of rock mass failure due to stress. However, since rock mass failure is a stability problem, the back-analyses generally focus on tuning rock mass strength parameters as opposed to stresses. Use of these regional databases limits our ability to resolve the subtle nature of stress fields around geological structures, but fortunately, there are some well-documented databases containing large numbers of stress measurements. These will be described in some detail as they are the key to understanding stress fields in complex rock masses.

The El Teniente Mine Stress Measurement Data

The El Teniente mine is a world-class copper porphyry deposit located in the Andean Cordillera of Chile, to the southeast of Santiago. A map of the main geological structures in the mine is shown in Figure 1. Details of the geological environment can

be found in Garrido et al., (1994) and Garrido et al., (2002). These geological studies have revealed that the region encompassing the mine has undergone multiple episodes of tectonic deformation, each leaving its own structural imprint. The most important structural feature in the region is the Teniente fault zone, which is a ca. 10 km long densely faulted belt with right-lateral strike-slip movement. Significantly, the most recent episode of deformation involved an approximately N-S shortening direction. The reason for its significance lies in its misfit with the expected direction of E-W shortening based on the convergence directions of the Nazca and South American plates. An analysis of the stress measurements showed that the major principal stress was approximately horizontal and oriented N-S, consistent with the direction of shortening, illustrating that the local stress field orientation can be dramatically different from the regional expectation (see current online World Stress Map data for South America, Reinecker et al., 2004).

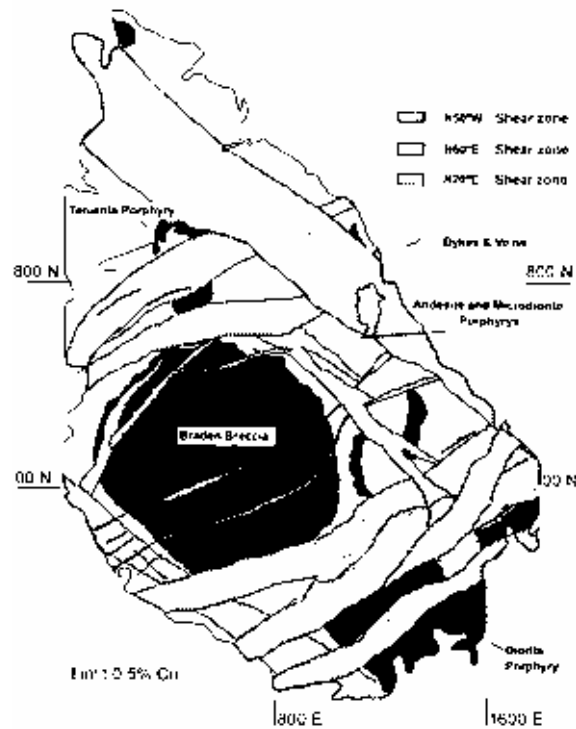


Figure 1. Map of El Teniente mine showing main structural features. These include the centrally located volcanic pipe, subvertically oriented shear zones, and intrusive plutons.

The database of triaxial stress measurements was accumulated over time in connection with various mine design requirements. A total of 63 measurements were made, of which 50 were considered suitable in terms of characterizing the stress field. A listing of these measurements, plus a detailed interpretation can be found in McKinnon and Garrido (2003).

As noted, the normal method of presenting stress data is in the form of principal stress magnitudes as a function of depth. This form is appropriate for choosing boundary conditions for stress analyses. At the El Teniente mine, this presented a serious problem due to extreme surface topography, such that there was no clear definition of depth from a common horizontal reference surface. A more instructive format for purposes of this paper is to plot the data in strength space, as if the data were from a laboratory strength testing program. The El Teniente data, plotted in this manner, is shown in Figure 2.

In terms of this paper, additional relevant findings from the analysis were:

- The best grouping of measurements, i.e. resulting in the least scatter of measurements, was obtained using shear zone boundaries.
- When plotted in strength-space, the stress measurements are strongly suggestive of a limiting envelope.

It was also noticed that some of the high stress measurements corresponded to locations in massive high strength intrusive bodies. However, to avoid being too selective, no filtering of the data has been carried out to remove outlying data points. As will be shown later, the strength envelope suggested by the measurements is considerably lower than the rock mass strength derived from rock mass classification, implying significant scale dependent strength and rock mass behaviour at the mine. This is attributed to the size of the mine being sufficient to interact with regional scale geological structures, which influence the apparent strength at that scale. Smaller excavations do not interact with large-scale structures and therefore have a higher apparent strength.

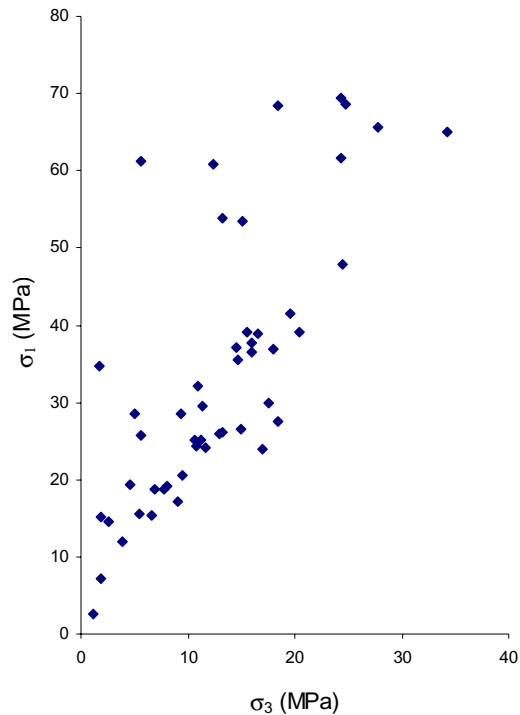


Figure 2. El Teniente mine stress measurements.

Sudbury Structure Stress Measurement Data

The Sudbury Structure, located in northern Ontario, Canada, is approximately 60 km long, 27 km wide and roughly elliptical in shape. It hosts numerous large nickel mines. The basin has a complex deformation history (see Boerner et al., 2000, for details), and there is strong evidence to suggest that it was formed by a catastrophic meteorite impact (Deitz, 1964). In terms of the significance of geological structures to seismicity and stability in mines, Cochrane (1989) provides the most relevant information.

An analysis of structural features reveals that the region has also undergone a complex multiple episodic deformational history, with overprinting of faults and dykes. A relevant question from a geomechanical design perspective is how does one discriminate the degree of stability of these structures when planning large excavation locations? Are some fault systems more sensitive to mining-induced stress changes than others? These questions will be addressed, as they are related to the interaction of stress fields with structures. On the basis of crosscutting relationships, Cochrane (1989)

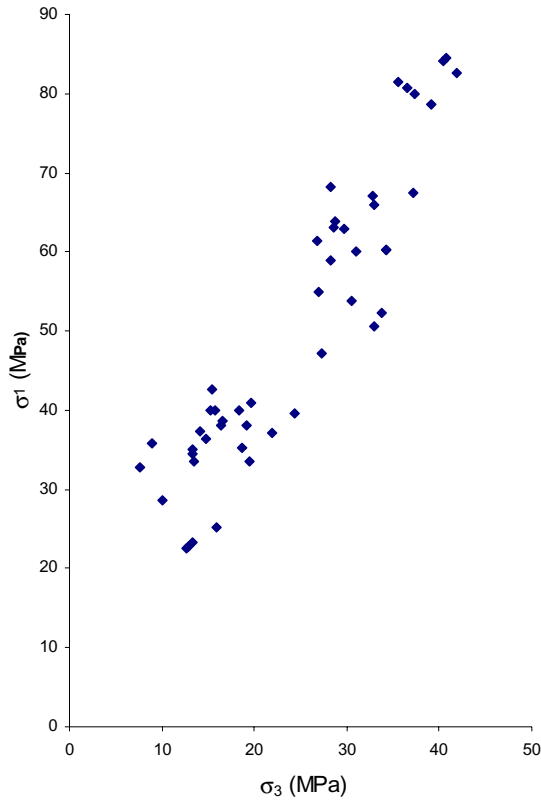


Figure 3. Sudbury Structure stress measurements.

determined that the so-called late-stage faults and fractures were the youngest structures and had formed contemporaneously. The faults are sub-vertical, strike between NE and SE, and show strike-slip displacement. They are generally gouge infilled with strong foliation in the adjacent rocks. On the basis of a Mohr-Coulomb failure mechanism, Cochrane (1989) determined that the late-stage faults formed in a stress field with major principal stress axis oriented ENE, similar to the current stress field based on an average of stress measurements in the region.

Stress measurements made in mines within the Sudbury Structure are shown in Figure 3. These are taken from Arjang (1998) plus unpublished data from INCO Ltd. (Galbraith, 2002). They represent overcoring data from several mines, spanning a depth range from approximately 500 to 2100 m. These measurements show the envelope-like trend in strength space even more clearly than those from the El Teniente mine.

The orientations of principal stresses in the Sudbury Structure also deserve examination. Poles of the principal stresses are shown in the lower hemisphere projections of Figure

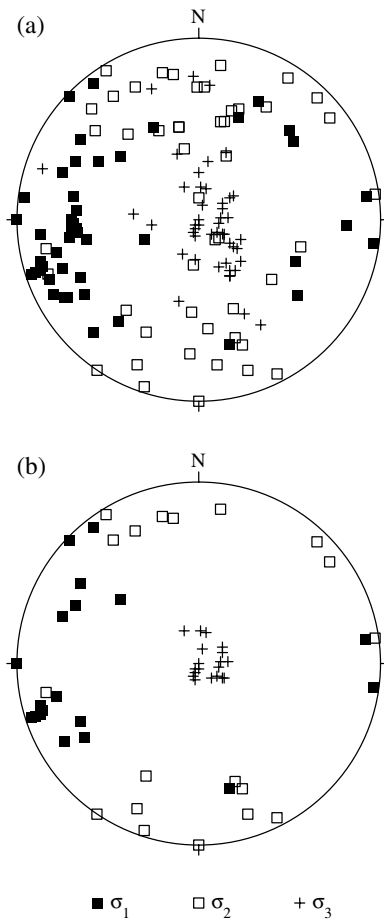


Figure 4. Poles of principal stresses for measurements in the Sudbury Structure, lower hemisphere projection (a) all data, (b) data with σ_3 within 20° of vertical.

4(a). The large degree of scatter in the orientation is quite clear from the figure. Of more interest is the scatter in subhorizontal components of the stress field when the data is filtered to show only those measurements for which σ_3 is within $\pm 20^\circ$ of vertical, see Figure 4(b). While the orientation of σ_3 has been narrowed considerably, the same is not true of the remaining two principal stresses. Had there been a randomly distributed component of error in the measurements, such as from the measurement process, a similar degree of scatter in the orientation of each principal stress component would be expected. The unequal scatter points to another mechanism at work. The mechanism is central to the nature of stress fields in complex geological environments, and will be returned to later.

Underground Research Laboratory Measurement Data

The URL is located in southeastern Manitoba in a massive grey granite pluton. Numerous papers have been written on the experiments carried out at the facility, but the stress measurements that are of interest here are described by Martin (1990). A total of 99 measurements were made using the AECL continually monitored CSIR triaxial strain cell.

Although the location of the URL was chosen to be in a rock mass as free of structures as possible, there were inevitably some faults and fracture zones cutting the pluton. In particular, a shallow dipping thrust fault and associated splays traversed the entire facility at a depth between approximately 200 to 300 m. An analysis of the stress measurements showed that major geological features, including this thrust fault, formed boundaries for in situ stress domains (Martin, 1990). As was done for the previous data sets, it is of interest here to examine the data in strength space. This is shown in Figure 5. Although these measurements show a lower degree of correlation, there is still a distinct suggestion of a limiting envelope.

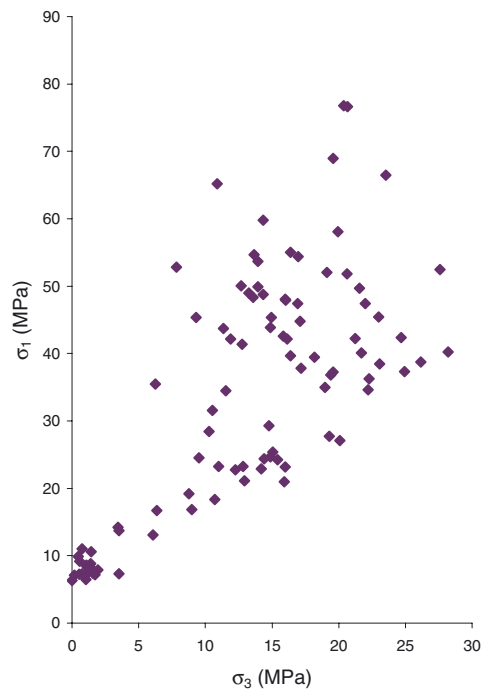


Figure 5. Stresses measured at URL.

Compilation of All Measurement Data

In Figure 6, all stress data are compiled and compared to rock mass strength envelopes for a variety of rock types found in the Sudbury Structure and the El Teniente mine. The comparison clearly shows how clustered the stress measurement data are compared to the range of typical rock mass strengths at the same locations. Considering that the stress measurements are from geographically distant locations, this clustering is quite

remarkable. The coefficient of determination, R^2 , for all data is 0.83, indicates a high degree of correlation.

Interpretation of Figure 6 requires some speculation. The computed Mohr-Coulomb strength parameters for the regression line through the stress data results in a friction angle ϕ of 14° . This is within the range of a wet clay material, or more specifically, fault gouge. Just as joints are the weak elements that have the strongest influence on rock mass strength at the engineering scale, this data suggests that faults are the weak elements at the large scale. As with any state of stress that defines a strength envelope, the data further suggests that the stresses and large-scale strength are in a state of limiting equilibrium. Since the strength envelope appears to be related to fault gouge strength, it is also inferred that large-scale faults, or at least certain faults within the systems, are in a state of marginal stability.

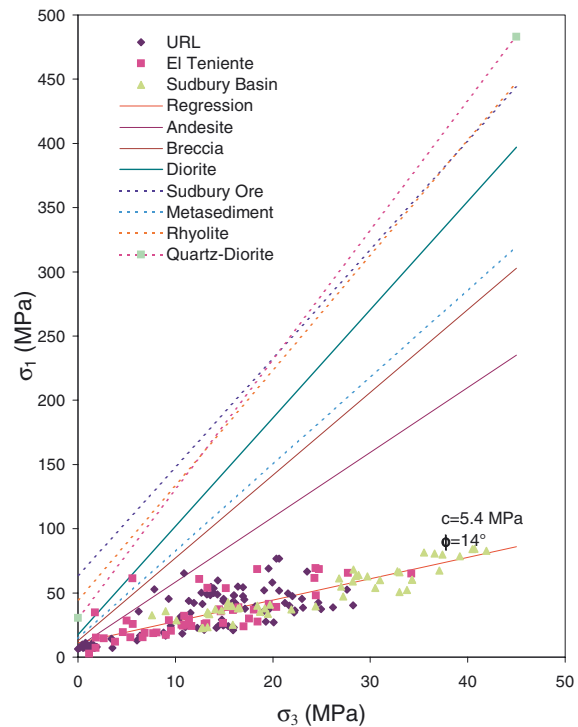


Figure 6. Compilation of stress measurement data from all sources, shown with typical rock mass strength envelopes from the same sites.

The inference regarding the degree of stability of certain faults requires further exploration. Due to the relatively complex geological history at each of the sites from which data was obtained (with the possible exception of the URL), the state of stress may be influenced by locked-in stresses from previous episodes of tectonic activity. In this case the stresses would appear to define a strength envelope, but in fact, the faults may not be in a state of marginal stability. Two other aspects of the stress field and rock mass behaviour are therefore addressed to resolve this issue: scatter of stress measurements, and in particular the scatter of subhorizontal principal stresses shown in Figure 4(b), and characteristics of seismic activity in mines.

Observations From Mining Seismicity

The majority of seismic events around deep hard rock mines occur close to excavation boundaries. These events are related to stress-induced damage involving fracturing of intact rock or slip along pre-existing discontinuities. A certain amount of seismicity also occurs further away from mining excavations and appears to be uncorrelated in time and space with mining activities. Events have been recorded hundreds of meters away from active mining and cannot in general be explained in terms of conventional elastic mining-induced stress changes. On the basis of source locations, it has long been

recognized that these events are the result of slip on pre-existing structures such as faults, dykes or contacts (Smith, 1974; Gay, 1984). Although the number of events close to mining excavation boundaries vastly exceeds those further away, the latter are of great concern to mining since they tend to be of larger magnitude, increasing the risk of rockburst damage. Since neither their location nor magnitude can be predicted in advance, mines must consequently make more extensive use of heavier ground support to control potential rockburst damage than would be required if events were only located close to active mining excavations.

Most rock masses, including those described, are complex and contain an overprinting of structures from their tectonic history. From a geomechanical mine design perspective, how should the different fault systems be accounted for in stability analyses? Some relevant observations were made by Cochrane (1989) for mines in the Sudbury region:

- Many rockbursts in the Sudbury mines occurred in openings remote from the vicinity of active mining excavations.
- The concentration of damage along late-stage faults and fractures, rather than in all openings equidistant from the source, supports the concept of triggering of events resulting from changes in the static stress field rather than seismic shaking.
- Failure prone structures were restricted to those features that were formed under the current tectonic stress field. Numerous openings excavated through and in the vicinity of other major faults did not show any indication of stress-induced failures associated with those faults.

This geological setting provided the framework within which numerical stress analysis was used to investigate the nature of stress fields in complex faulted systems, including the occurrence of seismicity remote from mining excavations. In the Sudbury Structure the most important structures to account for are the late-stage sub-vertical strike-slip faults. Strike slip faults are also the dominant type of structure at the El Teniente Mine. While the importance of other faults in these systems is unknown at this time, the focus on the behaviour of the sub-vertical faults enables the numerical representation to be simplified to two-dimensions, as will be described in more detail below.

Numerical Modelling of the Evolution of Fault Systems

In order to gain insight into stress fields in the presence of faults, numerical modelling is used. The approach selected was to use a continuum representation starting from an initially intact material in which faults evolved as strain localizations in response to far-field (boundary) deformation. This ensured that faults would be correctly oriented relative to the evolving stress field, and that the stress field varied locally in response to changes in fault strength as a result of constitutive behaviour such as slip weakening. The two dimensional finite difference code *FLAC* (Itasca, 2002) was selected to carry

out the stress analysis as it is well suited to modelling fractures and faulting in rock (e.g. Cundall, 1989). *FLAC* is a damped dynamic finite difference code in which stress changes from one equilibrium state to another occur over a series of time steps.

The models used are similar to those described by McKinnon and Garrido (1998), where details of model construction, stress field initialization etc. can be found. In brief, the main points relevant to this paper are: the boundary was deformed at a constant slow rate using a combination of pure and simple shear (common geological boundary conditions), large-strain mode was used for gridpoint displacement, a large number of zones were used in the model in order to resolve strain localizations upon failure, a Mohr-Coulomb elastic-plastic strain softening constitutive model was used (strain softening was not required, although it sharpened the strain localizations), circular grids were used to minimize edge effects, and gridpoints were randomly adjusted to avoid the normal square shape to also minimize grid effects on failure.

Fault Formation

Boundary velocity vectors to generate equal amounts of pure and simple shear deformation are shown in Figure 7(a). With increasing boundary deformation, faults (strain localizations) formed as shown in Figure 7(b). The orientation of faults was strongly dependent upon the initial stress field magnitude and orientation prior to the onset of failure. The density of faults was controlled by the amount of boundary deformation. These aspects are noted, but will not be described in detail here. The faults in the models are commonly referred to as Riedel shears, since they form at or close to the classical conjugate fracture angles relative to the major principal stress. They are

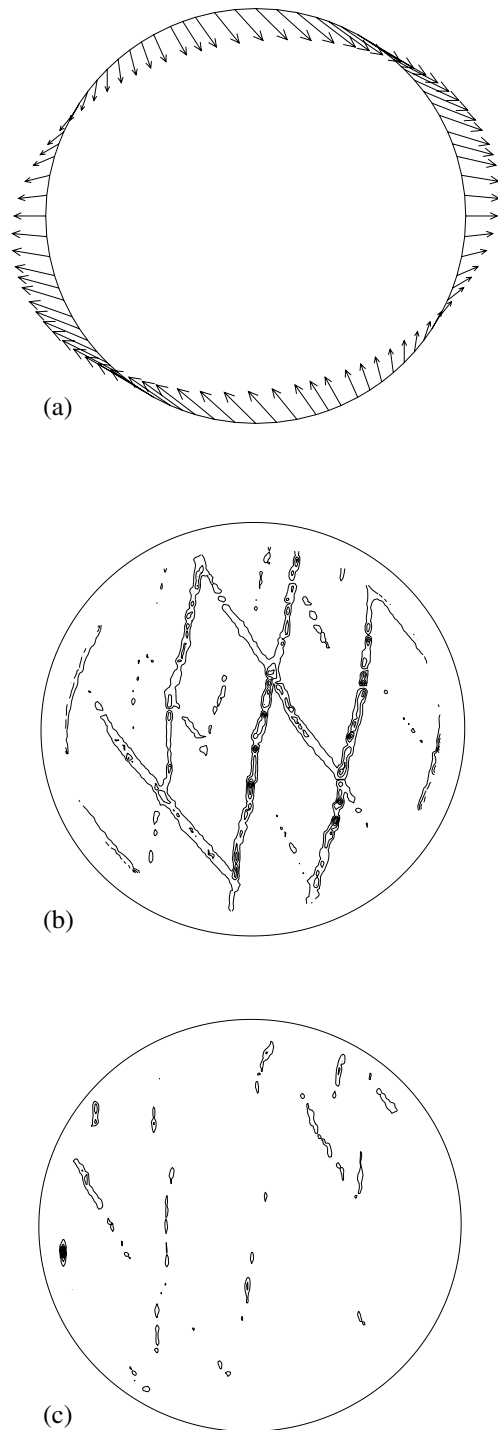


Figure 7. (a) Boundary deformation, (b) example of fault formation in an initially intact material, faults are shown as contours of shear strain, and (c) current fault activity, shown as contours of shear strain rate.

also strike-slip shear faults, since the model is two-dimensional, and a shear failure criterion was used to control material failure. In general, they are of a similar nature to the late-stage faults noted previously in the Sudbury Structure.

Characteristics of Seismicity

Fault slip activity in the model was tracked by means of contouring shear strain rate. An example of this activity is shown in Figure 7(c). This figure represents only a snapshot in time, and clearly shows that only a few of the faults are active in short time windows. Sporadic seismic activity was found to be a characteristic of these fault systems, even with constant far-field deformation. Over longer periods of time, boundary deformation is accommodated by slip on all faults.

The sporadic pattern of fault slip was found to be the result of a complex interplay between kinematic restraint on fault slip, stress conditions, intact material strength, and the far-field boundary displacement, i.e. the main ingredients of most tectonically active geological systems. Asperities on fault surfaces and complicated slip weakening constitutive models were not required in order to reproduce intermittent slip in the system. Since all of the faults were participating in slip over time, their stability was marginal. Marginally stable faults in the system are critical to triggering of seismicity (slip) remote from mining. This state of stability is also related to scattering in the orientation and magnitude of stress field components.

The marginal stability of faults can be demonstrated by making small changes to the internal stresses and observing the reaction of the fault system. In terms of geological time, the rate of mining is essentially instantaneous. The effect of mining was therefore simulated by reducing the stresses in a small section of the model by 50% in a single time step. The area of this stress reduction was less than 0.1% of the total model area. The starting point for this disturbance was taken as the state represented in Figure 7.

Figure 8(a) shows the fault slip activity in this model with the solution advanced by 500 timesteps. This is the control model, in which no change was made. By making the small change to the stresses in the model of Figure 7 to simulate mining, a different pattern of fault activity occurred after 500 additional time steps, shown in Figure 8(b). A comparison of the two figures (which have the same contour interval) shows that a relatively minor disturbance to the system triggered a widespread seismic response, resulting in a permanent difference in strain (and therefore stress) state. This response from such a small change in the stress field would not have occurred in an elastic model, where the zone of influence would be restricted to a small region around the disturbance. Furthermore, this high sensitivity to minor changes in the state of stress could only occur if the faults were in a state of marginal stability. A comparison of the two diagrams in Figure 8 shows that faults which would have been stable without the disturbance have become seismically active. Faults with no prior history of seismic activity can become active through this mechanism. This triggering can only occur if those faults were marginally stable prior to the disturbance. The same effect occurred in

models that were not undergoing active boundary deformation. This corresponds to the geological scenario of a halt in tectonic deformation without a release of the internal stress field. Boundary conditions, therefore, can be important in preserving the stress field between episodes of active tectonism.

A final aspect of seismicity to examine is the magnitude-frequency distribution. It is well known from observations of both crustal and mining seismicity that this relationship generally exhibits power law form. While there is no explicit seismicity in these models, the unbalanced force magnitude is a representation of the degree to which gridpoints are out of equilibrium at any given time step due to the progressive boundary displacement. Since the resulting accumulated shear strain is dissipated by sporadic slip on the faults, the time-history of unbalanced force serves as a good proxy for seismicity. A typical history of unbalanced force is shown in Figure 9(a).

By sorting the events into a series of cumulative number of events up to a specified magnitude, the classical form of the Gutenberg-Richter plot is reproduced, as shown in Figure 9(b). This indicates that the model correctly reproduces a physically realistic distribution of fault slip movement.

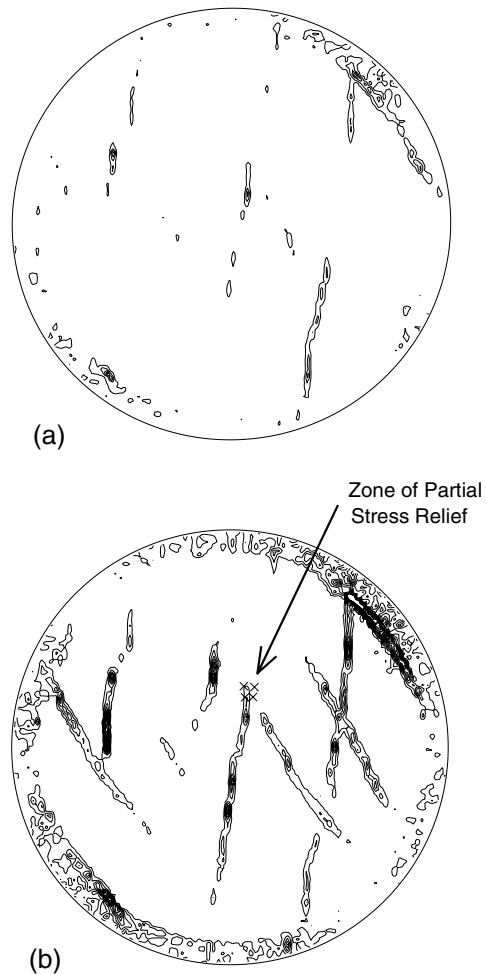


Figure 8. (a) Shear strain rate in same model after additional 500 steps, and (b) same model, but with stress adjustment at marked location.

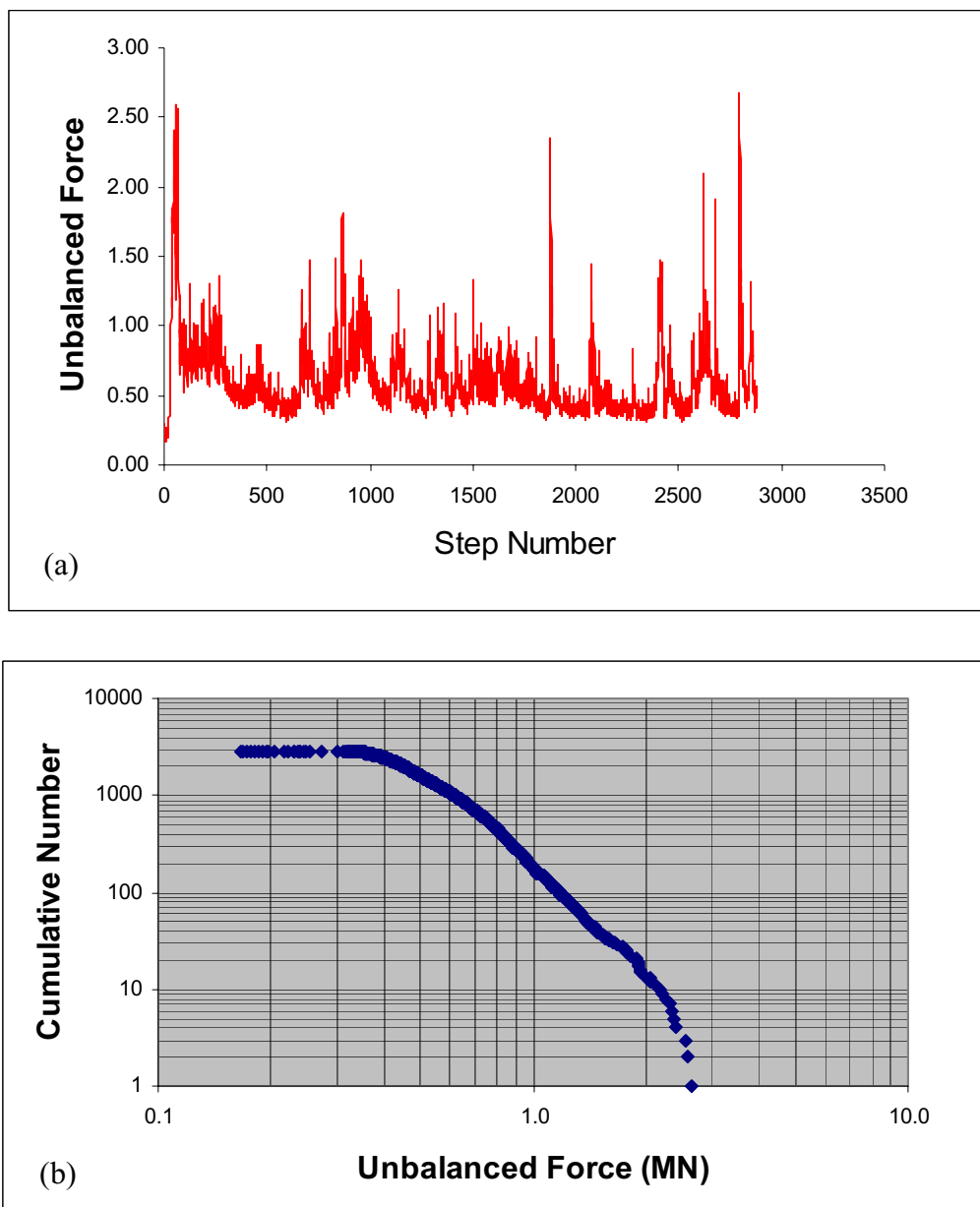


Figure 9. History of unbalanced force (a), and (b) events sorted into cumulative number of events with magnitude (unbalanced force) less than a specified value. The form of the magnitude-frequency curve is typical of both crustal and mining-scale seismicity.

Effect of Fault Slip on Stress Field

The perturbing effect of faults on the local stress field is well documented in both the engineering and geological literature. Mining experience also abounds with examples of increased fracturing around drifts plus other types of rock mass behaviour close to

major faults, indicating complexities in the stress field. Unfortunately, these cases are poorly documented.

The same models described above also provide insight into the effects of marginally stable fault systems on the stress field. However, prior to analyzing these more complex models, it is useful to demonstrate the influence of faults using a relatively simple model.

Figure 10(a) shows a block cut by two horizontal faults. The stress field is initialized as shown; the inclined principal stress axes imply a resolved shear stress on the faults. The faults are initially locked (high strength) and the vertical boundaries of the model are rigidly confined. By reducing the strength of the faults to zero, Figure 10(b), slip occurs in a direction that relieves the shear stress, as shown by the displacement vectors.

However, slip displacement on the faults is constrained at the model boundaries and the shear stress in the central block is not completely relieved. The resulting stress field is complex as illustrated by the variation in orientation and magnitude (proportional to the length of the stress tensor symbols) of the stress tensor indicators. With relaxation of the vertical boundaries of the central block, Figure 10(c), residual shear strain energy in that block is completely dissipated by horizontal displacement. The stress field in the central block changes dramatically, with zero horizontal stress (this direction is unconfined) and the major principal stress normal to the faults. Note that the top and bottom blocks still have lateral constraint, and the internal stress field is more complex. Across the faults, normal stress must be continuous, but components of the stress tensor parallel to the fault may be different. This leads to discontinuous stresses across faults. The model shows that even

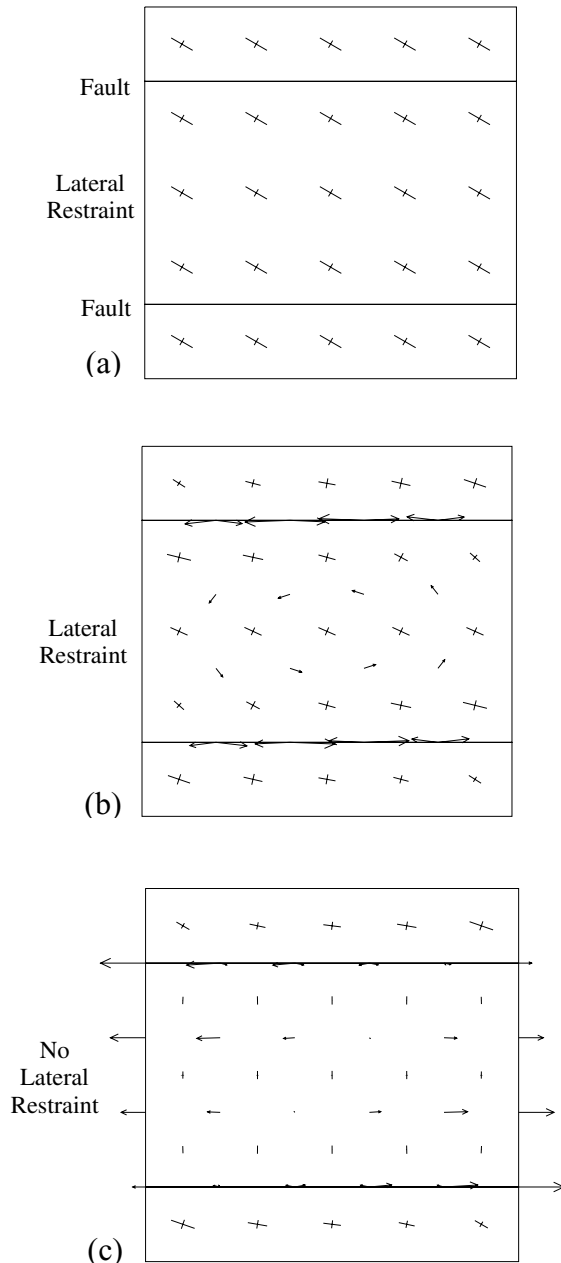


Figure 10. Simple model illustrating effects of boundary condition and fault strength on stress field. In (a) the faults are initially locked, in (b) the fault strength has been reduced to zero, and in (c) the lateral constraint is removed.

in relatively simple cases, the effect of fault strength and confinement can lead to complexities in the stress field.

Significantly more complex perturbations in the stress field occur in models with multiple marginally stable faults. This can be seen in Figure 11, which shows stress tensor indicators together with faults in a small section of the model previously shown in Figure 7. The line in the lower left corner indicates the initial orientation of the major principal stress prior to fault formation. In this model, the residual strength of the faults was softened such that cohesion was reduced to zero but friction was maintained at 55° , corresponding to the intact rock Mohr-Coulomb friction angle. The post-failure strength of the faults was the most important factor in controlling the degree of scatter in the stress field, with scatter in both orientation and magnitude increasing as fault strength is lowered.

In this figure, the variation in stress field orientation and magnitude along the length of the fault segments can be clearly seen. In some locations, the major principal stress is at high angle to the strike of the fault promoting local stability, and in other locations with principal stresses inclined to the fault, local stability would be lower. Even for the relatively simple fault patterns induced in these models, the variation in stability along the faults has been demonstrated. This has significant implications for how fault stability analyses are carried out, and specifically, how a great deal of caution is required in using back-analysis of seismic events as a means of calibrating fault strength. This will be addressed in more detail due to its importance to the design of layout and extraction sequences in deep mines.

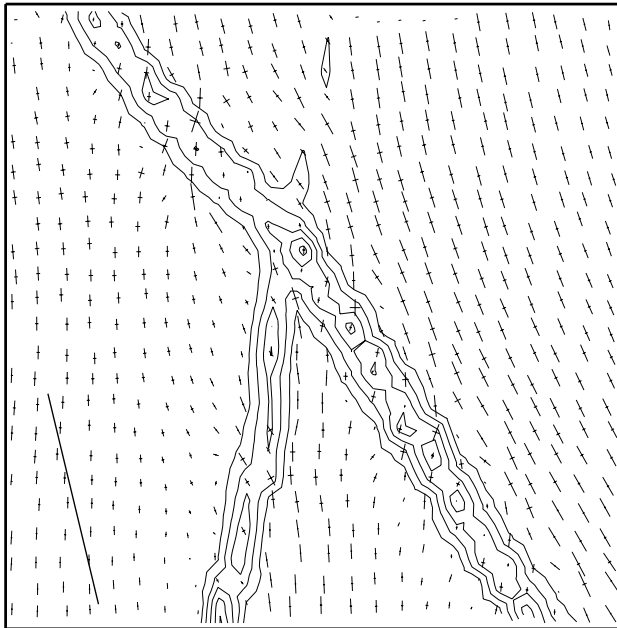


Figure 11. Detail of model shown in Figure 7, showing complex patterns of stress field induced by faults (represented by contours of shear strain).

Stress field scatter can be quantified by sampling stress orientations in the entire model (excluding fault zones) as a function of deformation history. For the model described previously, this is shown in Figure 12.

Figure 12(a) shows the history of major principal stress orientation. The initial orientation was 76.7° (an exact number calculated to establish compatibility between

induced stress and boundary deformation path) measured +ve clockwise from the horizontal axis.

The erratic nature of the average orientation is a result of the irregular pattern of slip on the faults. However, despite this irregularity the initial orientation is largely preserved, and certainly within narrow bounds compared to typical scatter in stress measurement programs.

Scatter can be seen more clearly by computing the standard deviation from the mean orientation, Figure 12(b). The increasing scatter is a direct result of stress field reorganization caused by increasing density of faults and magnitude of fault slip.

Taken together, the two figures are more interesting. When large numbers of stress measurements are averaged, such as in the World Stress Map Project (Zoback et al., 1989), regionally (e.g. Arjang and Herget, 1997), or in the numerical model (Figure 12a), reasonably consistent average orientations for principal stress components are obtained. However, in all of these data sets an examination of individual measurements shows

considerable scatter in orientation (see Figure for example). The models have shown that this scatter is an intrinsic characteristic of stress fields in complex rock masses. The models have shown that loss of information about the stress field characteristics occurs by averaging measurement data. However, in practical terms, it is not a simple matter to obtain large quantities of stress measurement information that may be required to fully characterize the flow of stress in complex rock masses. This presents a difficult engineering problem that remains to be solved.

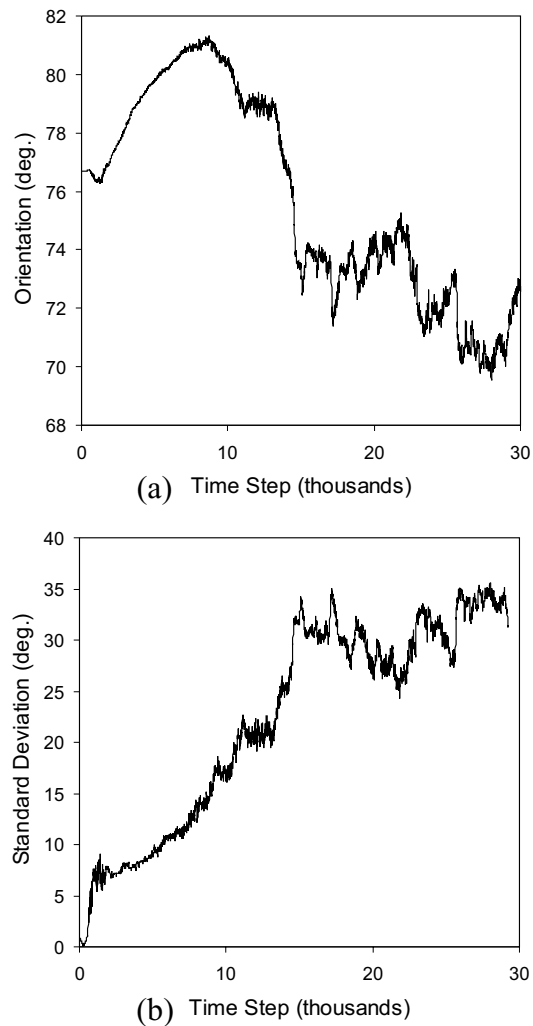


Figure 12. (a) Mean orientation of major principal stress, and (b) standard deviation.

Discussion

The analysis of three large databases of stress measurements plus aspects of mining induced seismicity has shown some important characteristics, namely:

- A strength envelope-like correlation between the major and minor principal stresses.
- An unequal distribution of scatter in the orientation of principal stresses, in particular, a higher scatter in the stress components in the plane perpendicular to significant faults.
- Unequal sensitivity of fault systems to mining induced stress changes, and triggering of seismicity remote from active mining excavations.

Cochrane's finding (Cochrane, 1989) that the most seismically sensitive faults in the Sudbury mining district were formed or are forming in the current stress field suggested that all of these characteristics are the result of the relationship between the stress field and faults in an active tectonic environment. This was the primary motivation for the development of numerical models to study the relationship between stresses and faults in more detail, and direct modelling of fault evolution was the only way to ensure compatibility between the stress field and fault displacement. Although the geometry of the late-stage faults in the Sudbury Structure was not modelled explicitly, faults generated in the models were of the same form, i.e. strike-slip. Faults evolving due to active tectonic deformation were shown to be marginally stable. The models showed that marginally stable fault systems exhibit scatter in the orientation of principal stress directions and seismic sensitivity to small changes in the stress field. This latter finding was used to explain triggering of seismic events far from the elastic zone of influence of mining. The ability of the models to explain these factors suggests further that the rock masses in which all of these stress measurements were made are also in a state of marginal stability.

Since plate tectonic processes cause high horizontal compressive stresses in many parts of the world, and since either fault formation or reactivation of old faults is an ongoing process, it is not unreasonable to suppose that many fault systems in the earth's crust are also in a state of marginal stability. Patterns of seismicity indicate that this is the case. Therefore, the characteristics of stress fields described here for complex rock masses are most likely quite common and widely relevant to engineering design procedures.

Although it has long been recognized that faults can cause perturbations in the stress field, the underlying assumption has been to treat faults as independent discontinuities immersed in a uniform stress field. The complex relationships between deformation history, stress field, fault strength, boundary constraints, and the resulting degree of stability cannot be accounted for with this approach. To a large extent, forcing stress measurement data to conform to simple depth dependent form has been necessary due to a lack of data. Considerably more measurements would be required to characterize a

complex stress field. For certain design problems the simplified approach is adequate. However, by making these simplifications, certain aspects of rock mass behaviour can never be accounted for. The analyses described have led to a different conceptual model of stress fields in complex rock masses, with corresponding implications for in situ rock mass stability.

In particular, the shortcomings of all methods involving averaging of stress measurements have been highlighted. Scatter in stress field orientation, particularly if close to faults, contains potentially valuable information that is lost in the averaging process. Unfortunately, this same stress field complexity makes it doubtful that conventional stress measurement techniques will ever be capable of producing enough data to image stress fields in complex rock masses. In order to produce such an image, a technique involving detailed sampling throughout a large volume would be required. A potential tool with these characteristics is a microseismic monitoring system, which most deep mines have. It is suggested that a seismic stress inversion technique such as that proposed by Gephart (1990) could be adapted to map the flow of the stress field in large volumes around mining excavations. Although it is not currently possible to extract absolute magnitude data using this technique, mapping of the flow of principal stress directions would be very valuable for a variety of applications, such as estimating fault strength, improved boundary conditions for local stability analyses etc.

Conclusions

An analysis of three large data sets of stress measurements has shown the following key characteristics of stress fields in complex rock masses:

- Stress magnitudes appear to describe a strength envelope, which is consistent with the strength of fault gouge. This has been interpreted as a large-scale strength, which is significantly lower than for typical engineering-scale rock masses. The same large-scale strength was found to apply to geographically distant rock masses. However, all rock masses were igneous and located in regions of high horizontal stress indicative of active tectonic loading. Other geological environments may have different large-scale characteristic strength.
- In both the El Teniente mine and mines in the Sudbury Structure, seismic events have been observed remote from active mining. These events cannot be explained using the normal elastic zone of influence, but they are consistent with the results of numerical models in which active faults have only marginal stability.
- Marginally stable faults have been shown to have a complex distribution of stress along their surfaces. For the case of strike-slip faults (which are vertical), this leads to higher scatter in the orientation of the horizontal components of the stress field. This explained the observed higher degree of scatter in the horizontal components of the stress field in the stress measurement database for the Sudbury Structure. Coupled with the seismic sensitivity of the strike slip faults in the Sudbury Structure, it can be inferred that those faults are only marginally stable.

- Triggering of seismic events remote from mining excavations is a characteristic of systems with marginally stable faults. These events are the result of chaotic stress field organization and will be unpredictable in time and space.
- It may be possible through monitoring of microseismic activity in relation to geological structures, to identify which fault systems are in a system of marginal stability. Similarly, faults formed in or forming in the current stress field are likely to be marginally stable. Knowledge of which fault systems are less stable will be useful for deciding on location of permanent large excavations, for example.
- It is not currently clear how to initialize stress fields in numerical models of systems that are geologically complex.
- Analysis of microseismic data using stress inversion techniques may be useful in mapping the flow of stresses in complex geological environments.
- These conclusions are relevant to geological environments undergoing active tectonic compression. Due to the global prevalence of horizontally compressive stress environments, these results are likely widely applicable.

References

- Amadei, B., Stephansson, O., (1997) *Rock Stress and its Measurement*. Chapman and Hall.
- Arjang, B., Herget, G., (1997) In situ ground stresses in Canadian hardrock mines: an update. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34, No. 3/4 p. 652.
- Arjang, B., (1998) Canadian crustal stresses and their application to mine design. In: Singhal (ed), *Mine Planning and Equipment Selection*, Balkema, Rotterdam, 269-274.
- Boerner, D.E., Milkereit, B., Davidson, A., (2000) Geoscience impact: a synthesis of studies of the Sudbury Structure. *Canadian Journal of Earth Sciences*, 37, 477-501.
- Christiansson, R., Janson, T., (2003) A test of different stress measurement methods in two orthogonal bore holes in Äpsö Hard Rock Laboratory (HRL), Sweden. *Int. J. Rock Mech. Min Sci.*, 40, 1161-1172.
- Cochrane, L.B., (1989) Analysis of the structural and tectonic environments associated with rock-mass failures in the mines of the Sudbury district. Ph.D. thesis, Department of Geological Sciences, Queen's University.
- Cuisiat, F.D., Haimson, B.C., (1992) Scale effects in rock mass stress measurements. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 29, 99-117.
- Cundall, P., (1989) Numerical experiments on localization in frictional materials. *Ingenieur-Archiv* 59, 148-159.

Deitz, R.S., (1964) The Sudbury Structure as an astrobleme. *Journal of Geology*, 72, 412-434.

Galbraith, J., (2002) Inco Ltd. Stress measurement data, unpublished.

Gay, N., Spencer, D., van Wyk, J., van der Heever, P., (1984) The control of geological and mining parameters in the Klerksdorp gold mining district. In: Gay, N., Wainwright, E. (eds), *The First Int. Symp. on Rockbursts and Seismicity in Mines*, The South African Institute of Mining and Metallurgy, 107-120.

Garrido, I., Riveros, M., Cladouhos, T., Espiñeira, D., Allmendinger, R., (1994) Modelo geológico estructural yacimiento El Teniente: 7° Congreso Geológico Chileno, Concepción. v. II, 1553 -1558.

Garrido, I., Cembrano, J., Siña, A., Stedman, P., Yáñez, G., (2002) High magma oxidation state and bulk crustal shortening: key factors in the genesis of Andean porphyry copper deposits, central Chile (31-34°). *Revista Geologica de Chile*, Vol. 29, N° 1.

Gephart, J., (1990) Stress and the direction of slip on fault planes. *Tectonics* 4, 845-858.

Gomberg, J., Beeler, N.M., Blanpied, M.L., Bodin, P., (1998) Earthquake triggering by transient and static deformations. *J. Geophys. Res.*, 103, 24411-24426.

Hardebeck, J.L. Hauksson, E., (2001) Crustal stress field in southern California and its implications for fault mechanics. *J. Geophys. Res.* 106, 21859-21882.

Harris, R.A., (2004) Numerical simulations of large earthquakes: dynamic rupture propagation on heterogeneous faults. *Pure Appl. Geophys.*, 161, 2171-2181.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B., (2002) Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. *Proc. 5th North American Rock Mechanics Symposium*, Hammah et al. (eds) 2002, University of Toronto, 267-273.

Hudson, J.H., Cornet, F.H., (2003) Preface, special issue on rock stress estimation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 40, 955.

Hyett, A.J., Dyke, C.G., Hudson, J.A., (1986) A critical examination of basic concepts associated with the existence and measurement of in situ stress. *Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements*, Stephansson, O. (ed). Centek Publishers, 387-396.

Itasca Consulting Group Inc., (2002) *FLAC* (Fast Lagrangian Analysis of Continua), version 4.0, Minneapolis, Minnesota.

- Martin, C.D., (1990) Characterizing in situ stress domains at the AECL Underground Research Laboratory. *Can. Geotech. J.*, 27, 631-646.
- Martínez-Díaz, J.J., (2002) Stress field variation related to fault interaction in a reverse oblique-slip fault: the Alhama de Murcia fault, Betic Cordillera, Spain. *Tectonophysics*, 356, 291-305.
- McKinnon, S., Garrido de la Barra, I., (1998) Fracture initiation, growth and effect on stress field: a numerical investigation. *J. Struct. Geol.* 20(12), 1673-1689.
- McKinnon, S.D., Garrido de la Barra, I., (2003) Stress field analysis at the El Teniente Mine: Evidence for N-S compression in the modern Andes. *J. Struct. Geol.*, 25,2125-2139.
- Reinecker, J., O. Heidbach, M. Tingay, P. Connolly, and B. Müller, (2004) The 2004 release of the World Stress Map (available online at www.world-stress-map.org).
- Smith, R., Winkler, P., Anderson, J., and Scholz, C. (1974): Source mechanisms of microearthquakes associated with underground mines in eastern Utah. *Bull. Seis. Soc. Am.* 64, 1295--1317.
- Stephansson, O., Brown, E.T., (1988) Rock stress and rock stress measurements - A review. In: *Modelling of Mine Structures*, Kidybinski & Kwasniewski (eds). Balkema, Rotterdam, 3-15.
- Wiles, T.D., Kaiser, P.K., (1994) In situ stress determination using the under-excavation technique - I. theory. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 31, 439-446.
- Ziv, A., Rubin, A.M., (2000) Static stress transfer and earthquake triggering: No lower threshold in sight?, *J. Geophys. Res.*, 105, 13631-13642.
- Zoback, M.L. and others, (1989) Global patterns of tectonic stress. *Nature*, 341, 291-298.

BRYTNINGSINDUCERAD SEISMICITET (SMÄLLBERG) I SVENSKA GRUVOR

Mining Induced Seismicity (Rockbursts) in Swedish Mines

Kristina Larsson, Avd. för Berganläggningsteknik, Luleå tekniska universitet

SAMMANFATTNING

Bergmassan i Sverige består generellt av höghållfasta spröda bergarter, vilket innebär att risken för seismicitet och smällberg (våldsamma brottförlopp) ökar med ökande brytningsdjup på grund av de högre spänningarna. De viktigaste faktorerna som påverkar förekomsten av seismicitet är det primära spänningstillståndet, bergets egenskaper samt brytningsmetodens påverkan på spänningsfältet. De svenska igensättningsgruvorna är jämförbara med de kanadensiska vad gäller spänningstillstånd och bergets egenskaper, vilket innebär att samma typer av seismicitetsproblem kan förväntas med ökande brytningsdjup. De svenska skivrasgruvorna är däremot inte direkt jämförbara med kanadensiska skivpallgruvor vad gäller spänningstillstånd och påverkan från brytningsmetoden. Skivrasbrytning påverkar primärspänningarna över ett större område än skivpallbrytning, vilket betyder att huvudspänningarna runt en liggväggsort är lika höga eller högre på samma djup. Skador orsakade av seismicitet i de svenska gruvorna idag är av begränsad omfattning, och kan kontrolleras med nuvarande styva förstärkning. När händelserna ökar i styrka, bör förstärkningen kompletteras med mer eftergivliga och energiabsorberande element. Användning av dessa typer av förstärkning samt avlastning bör studeras och utvärderas för svenska förhållanden.

SUMMARY

The rock mass in Sweden is generally composed of high strength brittle rock types, so the risk of seismicity and rockbursts (violent failures) increase with increasing depth of mining due to increasing stress levels. The most important factors influencing the occurrence and intensity of seismicity are virgin stress state, rock properties, and the influence of the mining method on the stress field. The Swedish cut-and-fill mines are comparable to the studied Canadian mines regarding stress state, mining method, and rock properties, so the same seismicity problems should be expected as mining depth increases. The Swedish sublevel caving mines are not comparable to the studied open stoping mines, regarding stress state and the influence of mining on the stress field. The sublevel caving mining method influences the virgin stress state over a larger area than open stoping methods, which means that the principal stresses around footwall drifts are of the same order or higher at the same depth. At present the damage caused by seismicity is limited and can be controlled with the standard stiff reinforcement. When the events become larger, the reinforcement must be complemented with more yielding and energy absorbing components. Practices regarding energy absorbing reinforcement and destressing of drifts should be studied and evaluated for application in the Swedish mines.

BAKGRUND

Under de senaste åren har våldsamma brottförlopp (allmänt kallat smållberg) inträffat allt oftare i både LKABs och Bolidens gruvor i Sverige. Trots till synes liknande bergförhållanden varierar brotten i intensitet mellan olika områden. Ett projekt startades för att uppskatta vidden av problemet och att finna de påverkande faktorerna. Projektet resulterade i en licentiatavhandling med titeln "Mining Induced Seismicity in Sweden" (Larsson, 2004), från vilken denna artikel presenterar ett urval av resultat, främst gällande påverkan från brytningsmetoder samt förstärknings- och avlastningsmetodik. I projektet studerades ett antal faktorer i några svenska samt utländska gruvor, och för att kunna bedöma en trolig framtida utveckling i svenska gruvor gjordes en jämförelse med utländska gruvor.

BESKRIVNING AV SEISMICITET

Seismicitet är bergmassans respons på deformation och brott. En seismisk händelse är en plötslig frigörelse av potentiell eller lagrad energi i berget, vilken avges i form av seismiska vågor. Smållberg definieras som en seismisk händelse som orsakar en skada (utfall) på öppningar i bergmassan.

Man kan särskilja två olika typer av seismiska händelser, de våldsamma (explosiva) brott som inträffar i tak, väggar och sula som ett resultat av höga spänningar, och de som innebär glidning längs en geologisk struktur. Den första typen är ett direkt resultat av spänningsomlagringar i bergmassan i samband med utbrytning av ett hålrum, och det karakteristiska är att källan till energifrigörelsen i form av seismiska vågor och skadan sammanfaller. Så kallade "strain burst" är ett exempel på denna typ. Denna term används för att beskriva ett våldsamt brottförlopp där vanligtvis tunna bergfragment med vassa kanter stöts ut från hålrummets rand. Brottformen är spjälkning, vilket innebär att inga diskontinuiteter behöver finnas för att denna typ ska inträffa. En "strain burst" orsakar vanligtvis en relativt begränsad skada, och frigör relativt små mängder energi.

Den andra typen av seismisk händelse innebär glidning längs en geologisk struktur, s.k. "fault slip", vilken kan påverkas av brytning på två sätt. Dels kan brytning minska normalkraften över strukturen, vilket minskar skjuvmotståndet längs strukturen, och dels kan brytningen öka skjuvspänningarna längs strukturen så att glidning inträffar. Skador på hålrum orsakas av energifrigörelsen från glidningen, vilken avges i form av seismiska vågor som när de träffar ett hålrum kan leda till:

- utstötning av block bildade av existerande sprickor,
- utstötning av berg som ett resultat av dynamiska dragspänningar i berget som omger hålrummet,
- en hög tryckspänning, vilket resulterar i brott som kan följas av utstötning av berg, samt
- att löst berg faller ut på grund av vibrationer.

JÄMFÖRELSE MELLAN GRUVOR AVSEENDE SEISMICITET

De faktorer som studerades för de olika gruvorna var: spänningsförhållanden, brytningsmetoder, geologi och bergets egenskaper, avlastning och förstärkningsmetodik, erfarenheter av seismicitet och smällberg, samt seismisk övervakning. De svenska gruvor som detaljstuderats är Kristineberg, Malmberget samt Kiirunavaara. Renström/Petiknäs, Garpenberg och Zinkgruvan studerades översiktligt genom muntlig kommunikation och skriftligt material. De utländska gruvorna valdes ut för att de hade känd seismicitet, samt uppfyllde minst ett av följande kriterier:

- brytningsmetoder som är jämförbara med svenska brytningsmetoder,
- spänningsförhållanden som liknar de svenska, dvs. horisontalspänningar som är högre än de vertikala, och
- brytning på lika stort eller större djup än de svenska gruvorna.

Fraser, Craig, Creighton, Copper Cliff North (Sudbury-området, Ontario, Kanada), Pyhäsalmi (Finland), samt Ørtjell i Norge uppfyller ovanstående krav och valdes som studieobjekt. Samtliga dessa gruvor använder skivpallbrytning. Fraser och Craig använder även igensättningsbrytning.

Igensättningsbrytning

En summering av igensättningsbrytning i de studerade gruvorna redovisas i Tabell 1.

Tabell 1. Sammanfattning av igensättningsbrytning i de studerade gruvorna.

Summary of cut-and-fill mining as used in the studied mines.

Gruva	Ortstorlek	Fyll och förstärkning	Seismicitet
Fraser, Cu-zon	4.6 x 4.6 m, på djupare nivåer 3 m bredd, 3.8 m höjd	Hydraulfyll, post-pillars, sprutbetongpelare	Nära eller från fronten, ofta i samband med sprängning
Craig	4.6 m höjd x 11 m bredd	Cementstabiliserad hydraulfyll, post-pillars, sprutbetongpelare	Nära eller från fronten, ofta i samband med sprängning
Kristineberg	5 m höjd, i EW-malmen 5 - 15 m bredd	Hydraulfyll, gråbergsfyll	Från fronten eller liggväggsanfang samt tak
Renström/Petiknäs	5 m höjd, 5 - 8 m bredd	Hydraulfyll, gråbergsfyll	Nära eller från fronten, ofta i samband med sprängning, vid mellanskivebrytning
Garpenberg	5 m höjd, 5 - 8 m bredd	Hydraulfyll, gråbergsfyll	Nära eller från fronten, ofta i samband med sprängning

I Fraser och Craig används s.k. ”post-pillars” för att reducera brytningsrummets spännvidd, vilket leder till att brytningsrummen kan brytas med större bredder direkt. På de djupare nivåerna i Fraser minskar ortstorleken, dels för att minska gråbergsinblandningen och dels för att förbättra stabiliteten. I Craig är fyllen cementstabiliserad, och i de bredaste brytningsrummen lämnas pelare (post-pillars). Seismicitet är vanligt i gavlar i

orter i både sidoberg och malm och inträffar ofta i samband med sprängning. I de svenska gruvorna är hydraulsand det vanligaste återfyllnadsmaterialet, men gråberg används också. I Kristinebergsgruvan förekommer seismiska händelser (mest i form av spjälkning) främst i liggväggsanfangen samt i taket närmast gaveln. I Garpenberg och Renström/Petiknäs sker också seismiska händelser i gaveln främst i samband med sprängning och vid mellanskivebrytning.

Av denna korta jämförelse kan man dra slutsatsen att det inte är några större skillnader i brytningsmetod och förekomst av seismicitet mellan igensättningsgruvor i Kanada och Sverige. Vid jämförelse av spänningsförhållandena i de olika gruvorna framkom inte heller några större skillnader, så slutsatsen är att samma typ av seismicitetsproblem kan förväntas i de svenska gruvorna när brytningsdjupet ökar. Spänningsnivåerna i Renström/Petiknäs är i genomsnitt lägre än i Kristineberg (Marklund, 2004), vilket innebär att problemen borde bli mindre här på motsvarande djup.

Skivpallbrytning

Skivpallbrytning används i massformiga malmkroppar med ungefär samma utsträckning i båda horisontalriktningarna. Malmkropparnas höjd varierar i de studerade gruvorna, men minimihöjden är ca 100 m. I alla de studerade kanadensiska gruvorna, och även i Pyhäsalmi, används cementstabiliserad återfyll åtminstone i de primära brytningsrummen. De sekundära brytningsrummen återfylls vanligtvis med bara hydraulsand eller gråberg, men ibland används cementstabiliserad fyll. Ørtfjell är den enda gruva som inte återfyller brytningsrummen, istället avsätts pelare för att säkerställa takskvans stabilitet. I de gruvor som först bröts som dagbrott bidrar fyllen och takskvivan till att det ursprungliga dagbrottet inte utvidgas, vilket minskar gruvans påverkan på de regionala spänningsförhållandena.

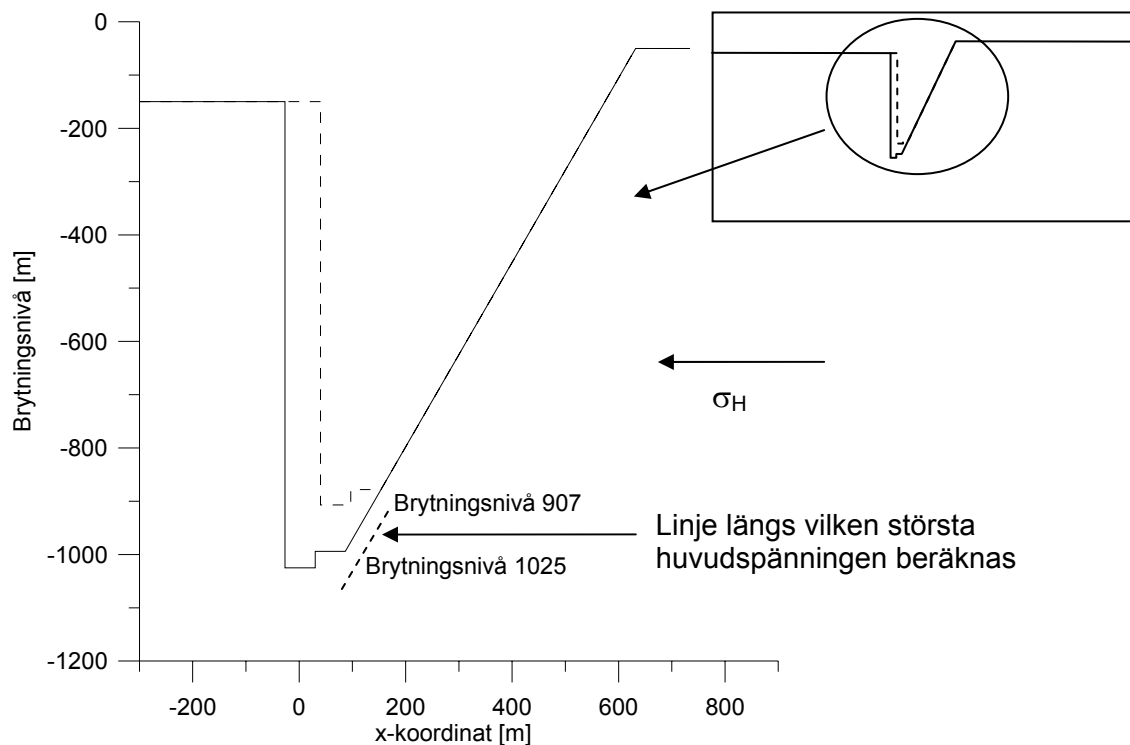
Seismicitet förekommer både i sidoberget och i malmen i de studerade gruvorna. I malmen är det styva inneslutningar i form av gångbergarter som är mest seismiskt aktiva. Det verkar inte vara någon skillnad i seismisk aktivitet eller typ av händelse mellan produktionsområden och transportorter.

Zinkgruvan är den enda av de studerade gruvorna i Sverige som använder sig av skivpallbrytning, och där har det visat sig att seismiciteten minskat efter att stabiliserad återfyll började användas.

Skivrasbrytning

Skivrasbrytning används främst i stora malmkroppar. Malmkroppen i Kiirunavaara är speciell eftersom den är 4 km lång, ca 80 m bred och har ett känt djup på ca 2 km. Denna malmkroppsform i kombination med det rasområde som bildas av brytningsmetoden, stör det horisontella spänningsfältet över ett stort område. Några av malmkropparna i Malmberget startar på djupet vilket innebär att en takskiva lämnas. Takskvivan minskar i tjocklek med ökande brytningsdjup, till följd av ett progressivt brott som bland annat beror på att hålrummet ovanför rasmassorna inte återfylls. Samma sak gäller för den norra delen av malmkroppen i Kiirunavaara, den så kallade Sjömalmen.

För att studera hur den utbrutna delen av malmkroppen och ett ökat brytningsdjup påverkar en liggväggsort kan en modell som i Figur 1 användas. Modellen är elastisk och utförd i Examine 2D (Curran and Corkum, 1996). Rasmassorna har låg styvhet jämfört med det omgivande berget och har därför en försumbar påverkan på spänningarna under raset, vilket innebär att rasmassorna ersätts med tomrum i modellen. I analysen som presenteras här tas inte effekten av utbrytning av själva orten med, istället beräknas största huvudspänningen i planet längs en linje genom de tänkta orternas centrum, se Figur 1. Analysen antar en oändligt lång malmkropp i förhållande till bredden, vilket överensstämmer väl för Kiirunavaara.



Figur 1. Numerisk modell av hur raset utvecklas vid en ökning av brytningsdjupet från nivå 907 till 1025 i Kiirunavaaragruvan.

Numerical model of cave resulting from an increase in mining depth from level 907 to level 1025 in the Kiirunavaara mine.

De primära spänningarna i analysen definieras enligt Sandström (2003):

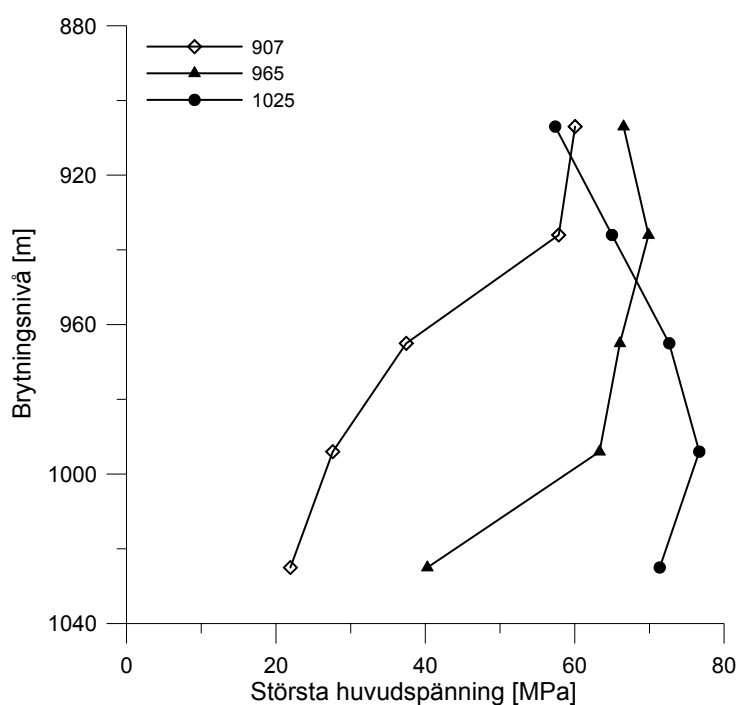
$$\sigma_1 = 0.041z \quad (1)$$

$$\sigma_2 = 0.031z \quad (2)$$

$$\sigma_3 = 0.021z \quad (3)$$

där σ_2 motsvarar den teoretiska vertikalspänningen med hänsyn tagen till malmens densitet, σ_1 är den största horisontalspänningen orienterad vinkelrätt mot malmkroppen, och σ_3 är minsta horisontalspänningen orienterad parallellt med malmen. Dessa samband gäller för djup (z) större än 400 m.

Resultaten från analysen för nivåerna 907, 965 och 1025, när brytningen går från nivå 907 till 1025, visas i Figur 2. Spänningarna beräknades när brytningen backat ut halvvägs till liggväggen. Orten på nivå 965 beskrivs här, men samma typ av mönster gäller för alla nivåer. Ortens läge utsätts för en ökande största huvudspänning med ökande brytningsdjup. Spänningen når sitt största värde (70 MPa) när brytningen är på nivå 936, se Tabell 2. Med fortsatt ökande brytningsdjup så minskar spänningen i ortläget. Ju djupare orten är belägen desto högre blir den största spänningen.



Figur 2. Största huvudspänningen i bergmassan i centrum av en tänkt liggväggsort i Kiirunavaara.

Major principal stress at the center of footwall drifts in the Kiirunavaara mine.

En jämförelse med de teoretiska spänningarna på nivå 965, vilket motsvarar 825 m under markytan, kan göras genom att använda de spänningssamband som presenterades av Sandström (2003). I Kiirunavaara är den största primära horisontalspänningen orienterad vinkelrätt mot malmen, vilket ger 34 MPa på 825 m djup. Spänningsomlagringar orsakade av brytningsmetoden ökar alltså den elastiska spänningsnivån på en viss nivå ungefär med en faktor 2. Beroende på om det är största eller minsta horisontalspänning-

en som är orienterad vinkelrätt malmen kan spänningskoncentrationsfaktorn variera mellan 2 och 2.5.

Tabell 2. Största huvudspänning beräknad för några brytningsnivåer i Kiirunavaara.

Major principal stress calculated for some mining levels in Kiirunavaara.

Brytningsnivå	Spänning för varje ortnivå [MPa]		
	907	965	1025
907	60	67	57
936	58	70	65
965	37	66	73
994	27	63	77
1025	21	40	71

De största spänningskoncentrationerna för liggväggsorten inträffar ca 20-30 m nedanför rasets botten. Eftersom produktionsorterna huvudsakligen är orienterade parallellt med största huvudspänningen (i Kiirunavaara) vilket innebär att är dessa orter troligen inte de mest kritiska beträffande seismicitet. Tillredningen däremot sker under höga spänningar och i liggväggsorterna på dessa nivåer har spjälkning från anfang och tak noterats.

Seismicitet i en skivrasgruva kan ske på två sätt. Vid tillredning (vilket sker två nivåer under rasets botten) kan seismicitet inträffa som en följd av kombinationen av höga spänningar och spröda bergarter. Denna typ av seismicitet är troligen en följd av energifrigörelse orsakad av volumetrisk konvergens och den högsta intensiteten inträffar direkt efter sprängning. Seismicitet i liggväggsorterna kan också inträffa som en följd av spänningsomlagringar orsakade av att raset ökar i storlek. När utbackning pågår på produktionsnivån skärs spänningarna av vid hängväggen och tvingas nedåt, vilket så småningom påverkar spänningarna på liggväggsortens rand. Om en seismisk händelse inträffar eller inte beror på bergets egenskaper. I Malmberget och Kiirunavaara förekommer seismicitet främst i liggväggsorterna. En av huvudorsakerna till detta kan vara att malmen är relativt seg jämfört med sidoberget.

Jämförelse av skivpall- och skivrasbrytning

I samtliga studerade kanadensiska gruvor med skivpallbrytning och även i Pyhäsalmi, används cementstabiliserad fyll i de primära brytningsrummen och hydraulsand eller gråberg i de sekundära rummen. Enda undantaget är Ørtfjell där man inte återfyller alls, utan istället avsätter pelare mellan rummen för att säkerställa takskvans stabilitet. I de gruvor som ursprungligen bröts som dagbrott förhindrar takskvans och fyllen en ökning av dagbrottets area när brytningsdjupet ökar, vilket leder till att horisontalspänningarna störs mindre än runt en skivrasgruva. Pyhäsalmi startade som en dagbrottsgruva som senare övergick till brytning under jord, men malmkroppen är ganska smal ner till ett

djup av 1000 m, vilket innebär att störningen av horisontalspänningarna orsakad av den utbrutna malmkroppen är troligen försumbar i den djupa malmen.

Effekterna av brytning av malmkroppar i Malmberget liknar de för skivpallbrytning, eftersom malmkropparnas form är liknande, men den störda zonen är fortfarande större där malmkropparna först bröts i dagbrott. I Malmberget förekommer strain burst i liggväggsorterna men inte i produktionsorterna, medan strain burst i skivpallgruvorna förekommer främst i brytningsrum samt orter i närheten av dessa.

Slutsatsen av detta är att dessa två brytningsmetoder inte är direkt jämförbara, men att man kan dra nytta av de erfarenheter man gjort i skivpallgruvorna och till stor del använda dem direkt i skivrasgruvorna.

FÖRSTÄRKNINGS- OCH AVLASTNINGSMETODIK

De olika typer av förstärkning som används i de studerade gruvorna sammanfattas i Tabell 3. Inkluderat finns också en kolumn som anger om gruvan regelbundet använder sig av någon form av avlastning.

Tabell 3. Förstärkningselement som används i de studerade gruvorna.

Reinforcement elements used in the studied mines.

Gruva	Bult typ				Annan	Ytförstärkning		Avlastning
	Kamjárn	Mek.	Frik.	Kabel		Nät	Sprutbtg.	
Fraser, Ni	x	x	x	x		x		
Fraser, Cu	x	x		x	x ²	x		
Craig	x				x ^{1, 2, 3}	x		x
Creighton	x	x				x	x	x
CC North	x		x	x		x	x	x
Pyhäsalmi	x	x		x			x	
Ørtfjell		x					x	
Kristineberg	x						x	
Malmberget	x					x	x	
Kiirunavaara	x	x		x		x	x	

Mek. – mekaniska bultar (t.ex. Kirunabult), Frik. – friktions bult (t.ex. Swellex, Split Set), ¹ – straps
² – sprutbetongpelare, ³ - konbult

Typisk förstärkning av en ort i en svensk gruva består av 2-3 m långa kamjärnsbultar och 3-5 cm sprutbetong, vilket ger en relativt styv förstärkning. Denna förstärkning förstärker bergmassan och bidrar till att förhindra att brott uppstår. Hittills har denna förstärkning varit tillräcklig för att minimera skador orsakade av seismicitet, men om en händelse med högt energiinnehåll skulle inträffa skulle stora skador kunna uppstå eftersom förstärkningen är för styv. För att förbättra de dynamiska egenskaperna bör fiberarmerad sprutbetong användas, och kamjärnsbultarna bör kompletteras med bultar som

kan ta upp mer energi. I Kanada används friktionsbultar och mekaniska bultar i kombination med kamjärnsbultar och nät för att ge en förstärkning som både klarar hög statisk och dynamisk belastning. Sprutbetong används för att förbättra stabiliteten i borrheter vilka utsätts för höga spänningar och stora vibrationer i samband med produktionsprängning.

Fyll har många positiva egenskaper; den ger stöd för brytningsrummets väggar och förhindrar progressiva brott, den minskar brytningsrummets konvergens, och den absorberar energi som frigörs vid seismiska händelser. Återfyllning bör därför övervägas i gruvor som är seismiskt aktiva och där man har en brytningsmetod som medger detta.

Det är svårt att mäta effekten av avlastning, och det är också svårt att direkt jämföra en avlastad ort med en annan, eftersom bergförhållandena aldrig kan bli exakt desamma. Avlastningssprängning av tillredningsorter verkar ofta ge önskat resultat (Brummer och Blake, 1998), vilket även noterats i några av de kanadensiska gruvor som regelbundet avlastningspränger (Creighton och Copper Cliff North). Tidigare försök med avlastningssprängning av orter i Sverige har också minskat seismiciteten i bl.a. Malmberget, Näsliden, och Laisvall gruvorna (Borg, (1988), Krauland och Söder (1988)), men för närvarande används det inte i någon gruva.

För att förbättra spänningsfördelningen runt en ort kan man förändra tvärsnittet. I Craig, ändrar man det rundade taket till ett platt, när orten är orienterad vinkelrätt mot största horisontalspänningen. De skarpa hörnen koncentrerar spänningarna dit, och avlastar taket, vilket minskar risken för s.k. ”strain burst” i gavel och anfang.

SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

- De svenska igensättningsgruvorna är jämförbara med de kanadensiska beträffande spänningstillstånd och brytningsmetoder, vilket innebär att liknande seismicitetsproblem kan förväntas. Kanadensisk metodik beträffande kontroll av seismicitet bör studeras, för att se om de går att använda i svenska gruvor. Användning av energiabsorberande förstärkning och avlastning bör studeras och utvärderas.
- De svenska skivrasgruvorna är inte direkt jämförbara med de studerade skivpallgruvorna. Spänningssamband för Malmberget och Kiirunavaara ger spänningar som är något lägre på samma djup jämfört med kanadensiska gruvor. Skivrasbrytning påverkar primärspänningstillståndet över ett större område än skivpallbrytning, vilket innebär att primärspänningarna runt liggväggsorterna är lika höga eller högre på samma djup i skivrasgruvorna. Detta kan leda till att en seismisk händelse av en viss magnitud som inträffar på 2000 m djup i en skivpallgruva, kan förväntas på ett betydligt mindre djup i en skivrasgruva, förutsatt att bergets egenskaper är desamma.
- Enskilda orters tvärsnitt verkar inte påverka förekomsten av seismicitet i stor skala, men att ändra tvärsnitt från ett krökt tak till ett plant tak reducerade förekomsten av spjälkning.

- De svenska gruvorna bör förvänta sig en ökad daglig seismisk aktivitet och större händelser med ökande brytningsdjup. Den vanligaste typen av händelse är strain burst, vilka inträffar både i igensättnings- och skivrasgruvorna.
 - I igensättningsgruvorna förekommer strain burst i samband med ortdrivning och vid brytning av mellanskivor. Dessa händelser orsakar oftast begränsade skador.
 - I skivrasgruvorna förekommer strain burst främst i liggväggsorterna, och dessa händelser kan ibland orsaka nedfall på flera ton. Fault slip förekommer inte ofta i de svenska gruvorna. Några händelser som misstänks vara fault slip inträffade i Malmberget under förra året (2004). Ingen tydlig gräns för övergång från strain burst till fault slip har kunnat identifieras.

- Hittills har skadorna orsakade av seismicitet varit ganska begränsade och har kunnat kontrolleras med den styva förstärkning som är standard. När händelserna ökar i styrka kan det ge mer omfattande skador, och då måste förstärkningen kompletteras med komponenter som kan ta upp energi och deformationer. Ett exempel är att använda systematisk bultning med kamjärns- och friktionsbultar med stora brickor i kombination med fiberarmerad sprutbetong i kritiska områden, vilket kan bidra till att reducera skadornas omfattning.

- I skivrasgruvorna bör olika typer av avlastning testas och utvärderas i liggväggsorterna för att se hur seismiciteten påverkas.

REFERENSER

- Borg, T., 1988, *Ort drivning med avlastningssprängning; Bergmekanisk uppföljning på 815 m nivån i Malmberget*. Report BeFo 331:1/88, SveDeFo 1989:1
- Brummer, R. K., Blake, W., 1998, *Destress Blasting Practices (A Review of Literature & Current Industrial Practice)* Report under contract by CAMIRO Mining Division, Sudbury, Ontario, Canada
- Curran, J. H., Corkum, B. T., 1996, *Examine 2D – 2D boundary element program for calculating stresses around underground excavations in rock. User's guide*. Version 6.0, Rock Engineering Group, University of Toronto, Canada.
- Krauland, N., Söder, P.E., 1988, Bergstabilisering genom avlastningssprängning – erfarenheter från Bolidens gruvor. *Bergmekanikdag 1988*, BeFo
- Larsson, K., 2004, *Mining Induced Seismicity in Sweden*. Licentiatavhandling 2004:80, Avdelningen för Bergmekanik, Luleå tekniska universitet.
- Marklund, P.-I., 2004, Personlig kommunikation, Boliden Mineral AB.
- Sandström, D., 2003, *Analysis of the Virgin State of Stress at Kiirunavaara Mine*. Licentiatavhandling 2003:02, Avdelningen för Bergmekanik, Luleå tekniska universitet.

FÄLTFÖRSÖK MED KONBULTEN I BOLIDENS GRUVOR

Field tests of the cone bolt in the Boliden mines

Charlie C. Li, NTNU, Norge
Per-Ivar Marklund, Boliden Mineral AB

SAMMANFATTNING

Konbulten är utvecklad i Sydafrika främst för att klara av stora och snabba deformationer och är tillverkad av en slät rundstång i stål. Rundjärnet smids till en kon i ena änden och gängas i den andra och täcks sedan med vax för att förhindra bultens vidhäftning i ingjutningsmassan. Bulten gjuts in i borrhålet på vanligt vis, dvs hålet fylls med cementbruk och bulten trycks in i borrhålet (Figure 1). Konbultens generella funktion är att deformationer som orsakas av bergets rörelser överförs till bulten genom brickan som drar bulten genom ingjutningsmassan. När berget påverkar brickan skall konen komprimera/krossa ingjutningsmassan vid en last som understiger bultens sträckgräns. Det är därför viktigt att ingjutningsmassan anpassas till bultens hållfasthet. Bultens bärförmåga är således en kombination av den kraft som krävs för att konen ska komprimera/krossa ingjutningsmassan och friktionen mellan konen och ingjutningsmassan. Konbultens möjlighet att tåla utdragskraften bestäms av konens storlek och form men även dess styvhet och känslighet för variationer i ingjutningsmassan. En rad utdragsförsök på bulten har utförts i laboratorium och i Bolidens Kristinebergsgruva. Resultaten från utdragsförsöken visar att bultarna tar upp en last av 16.5 till 22.5 ton efter 24 timmars brinntid för ingjutningsmassan (Figure 2). Utdragslängden för bultarna kan bli mycket stor om bulten är ingjuten i ett passande bruk. Ifall ingjutningsmassan är för stark, riskerar bulten att deformeras bara via töjning av stången (Figure 3). Även då kan bulten tåla ganska stora deformationer, ca 20 % av bultlängden, innan den går i brott. Slutsatsen som dras av utförda utdragsförsök är att konbulten klarar av betydligt större deformationer än en kamjärnsbult och har nästan lika hög brottlast.

Fältförsök utfördes både i Kristinebergsgruvan och Myra falls i Kanada från 1999 till 2002. Målet med fältförsöken var att utvärdera konbultens beteende i berg som är utsatt för stora deformationer. Fältförsöken har visat:

- Konbulten belastas jämnt längs hela dess längd (Figure 5, 6), medan kamjärnsbulten kan bli överbelastad lokalt kring en spricka och sannolikt även gå i brott (Figure 7, 8).
- Ifall bergdeformationen är stor kan konbulten röra sig tillsammans med berget, men fortfarande bära en ganska hög last (Figure 12). I en del fall kan kamjärnsbulten gå av vid gängan, men konbulten håller sig intakt (Figure 13, 14).

- Konbulten är ett ändförankrat förstärkningselement. För att få en bra förstärkningseffekt krävs därför bra kontakt mellan bultbrickan och bergytan. Förspänning av bultarna kan därför bli nödvändig. På ställen där berget under bultbrickan riskerar att falla bort passar det inte att använda konbultar.

SUMMARY

This paper presents the field tests of the South African cone bolt, carried out in two of Boliden's underground mines. The objective of the tests was to evaluate the performance of the cone bolt when subjected to large deformations in the field. A comparison with the conventional rebar bolt was also conducted in the study. It has been found in the tests that:

- The cone bolt is loaded uniformly along its entire length, while rebar is unevenly loaded and even locally yielding when subjected to large deformations.
- The cone bolt is a two-point anchored tendon. Thus, pre-tension of the bolt is required in order to obtain an immediate reinforcement after bolt installation.
- The cone bolt is not suitable for rock reinforcement at places where serious shearing failure occurs on free surfaces, since fallout of rock pieces under the plate of the bolt would result in a complete loss of the support effect.

1. INTRODUCTION

Most of the current underground mines of Boliden use the cut-and-fill mining method. The rock mass qualities in these mines are often fairly poor and the primary in-situ stresses are quite high in several deep mines. Soft rocks like chloritic schist and talc in the hanging wall and footwall result in large deformation in the stopes. Under these conditions, a basic demand for rock reinforcement elements is that they should be able to sustain large deformations without a significant loss of their bearing capability. The type of rock bolt used today in Boliden's mines is fully cement- or resin-grouted rebar. Rebar is a type of stiff element that tolerates small deformation before rupture. Therefore, Boliden has been looking for a reinforcement element more sustainable to large deformation than rebar. One of the interesting elements of this type is the Cone bolt that was developed in South Africa. Boliden conducted pullout and shear tests on this bolt both in laboratory (Gillerstedt, 2000) and in the field (Lindfors, 2000). The results showed that the Cone bolt could tolerate a very large deformation under a pullout load of at least 15 tons. Thus, it was decided that full scale tests of the bolt would be carried out in the mines. The full scale tests were conducted in the Kristineberg mine in Sweden and in Myra Falls in Canada from 1999 to 2002. Both these two mines are mining at depths of about 1000 m under the ground surface. The rocks are poor and the mine drifts are subjected to large deformations.

The objective of the full-scale field tests was to evaluate the performance of the cone bolt when it was subjected to large deformations in the field and also to test its applicability. This paper presents the results of the field tests and also comparisons of the cone bolt with the conventional rebar.

2. THE CONE BOLT

The cone bolt is a yielding tendon for the provision of effective support in regions prone to rock bursts and subjected to large deformations. The tendon consists of a smooth steel bar with a flattened conical flaring forged on to one end, see Figure 1. The extension strain of the steel for cone bolts can reach 20%.

The displacement of the dilating rock in which a cone bolt is installed is transferred to the tendon via the bearing plate, thus pulling the conical end piece through the grout; thereby doing work and absorbing energy from the rock. This has been made possible by coating the yielding tendon with wax to prevent the formation of a bond between the bar and the grout.

Figure 2 shows the results of pullout tests of cone bolts in rock (Lindfors, 2000). The pull load remained at a constant level of about 170 KN while the deformation continued to increase to an amount of about 900 mm. It corresponded to an extension strain of 33% for the 2.7 m long tested bolts. A pull out test of the cone bolt grouted in a steel tube show that both sliding of the cone and the extension of the steel bar make significant contributions to the total deformation but that the deformation may not be evenly distributed between the two, Figure 3. In this test the cone slides only marginally after about 300 mm of total pull out length and further increased deformation cause mainly increased extension of the bolt. This shows that in the case of a strong grout or in a too small borehole the sliding of the cone may become very small and most of the deformation will be due to yielding of the steel bar.

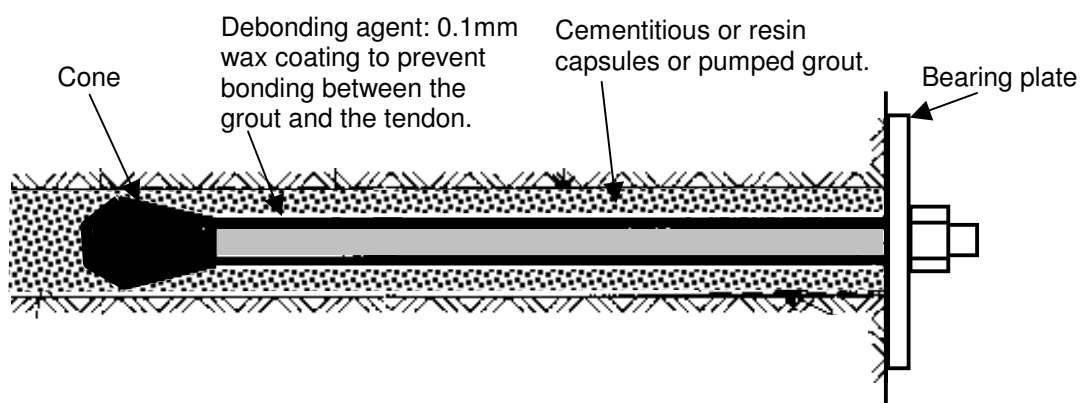


Figure 1. A sketch illustrating the cone bolt.

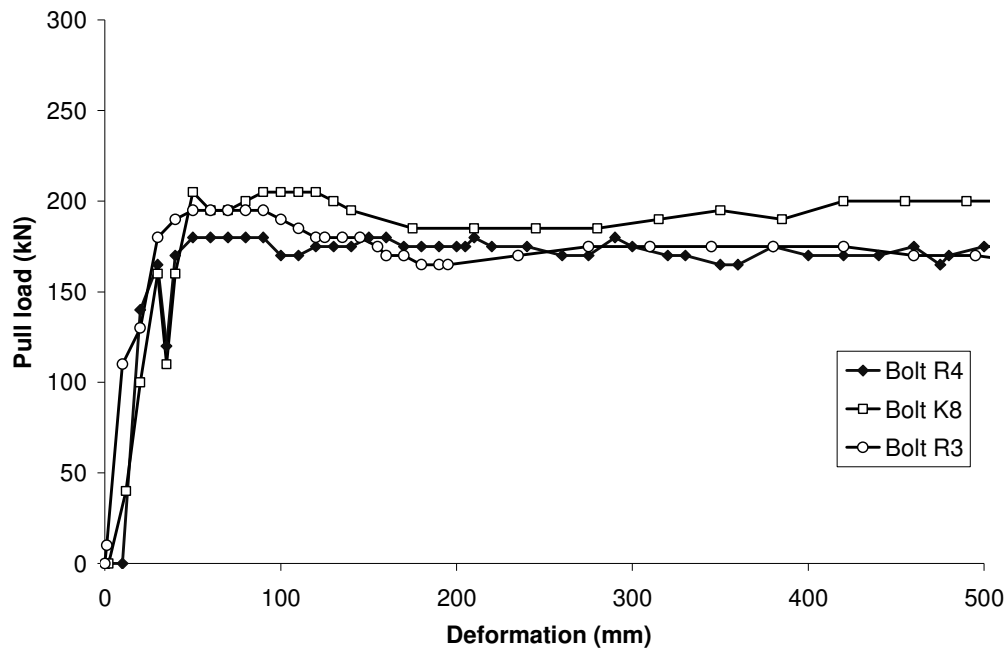


Figure 2. Pull load – deformation curves of three cone bolts with cement grout, 28 days after installation in rock. (Bolt length = 2.7 m, bolt diameter = 22 mm) (Lindfors, 2000).

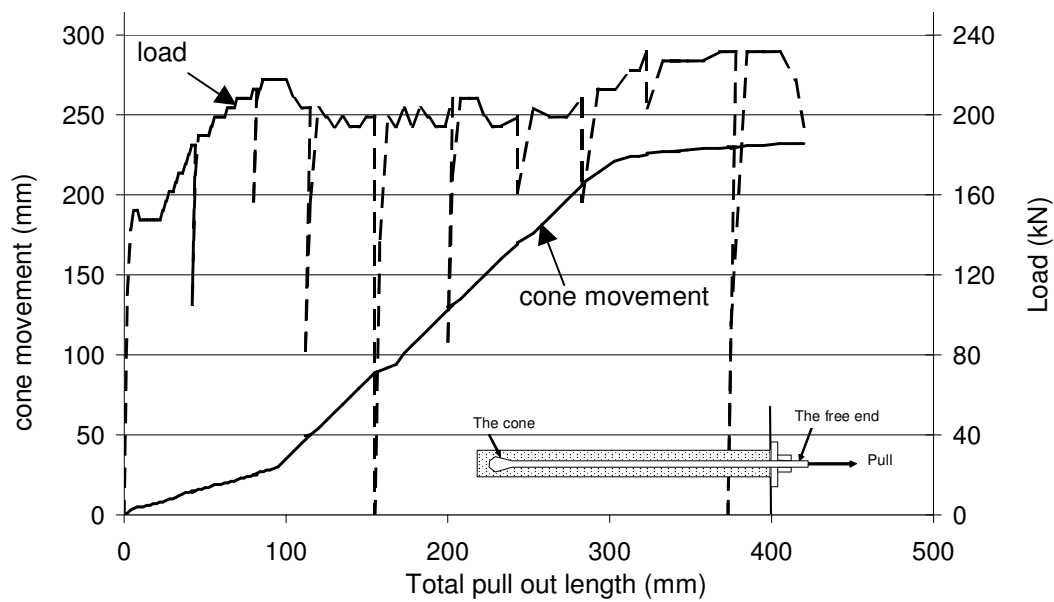


Figure 3. Pull out test results. The dashed line shows the pull out load and the solid line the movement of the cone within the grout, when the bolt was subjected to a pull load at the free end. (Bolt length = 2.7 m, bolt diameter = 22 mm, grout strength 85 MPa).

3. FIELD TESTS IN THE KRISTINEBERG MINE

The ore zone is a typical vein structure with a variable dip of 45-70°. The host rock is a schistose sericitic quartzite. Near the orebody the rocks are highly altered, often to very weak, talky sericitic schist that vary in thickness up to 3 m.

The tests were conducted in a Cut-and-fill stope. It meant that the floor of the stope was tailings and waste rock. The roof of the stope was subjected to large horizontal compressive stresses. The general failure patterns in mine stopes are illustrated in Figure 4. The failures are characterised by (1) slabs up to 0.5 m thick in the hangingwall, (2) intense slabbing in the roof parallel to the free surface and (3) contact slips along the footwall.

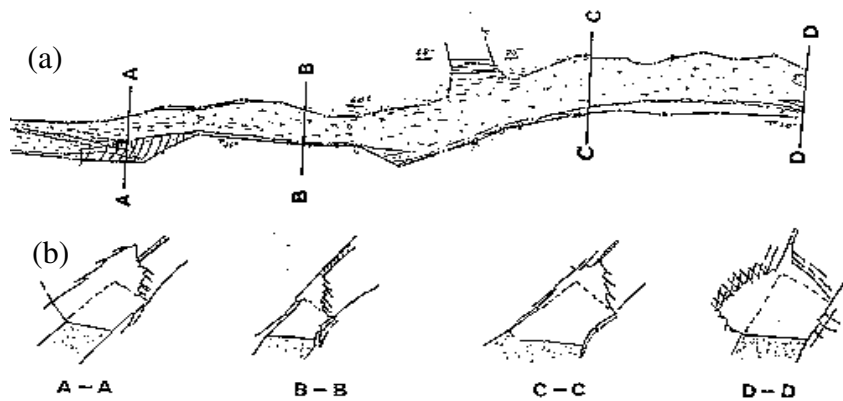


Figure 4. Typical failure patterns in the Kristineberg mine: (a) plan view of vein structure showing locations of sections; (b) cross-sections of stopes showing planned profiles (broken lines) and observed profiles. (Nyström et al., 1995).

Cone bolts and rebars were installed both in the hanging- and foot-walls in two sections, 1404H and 1404V, of a mine stope. The elongations of the bolts were measured and the tensile loads carried by the bolts were calculated afterwards. The calculated results are shown in Figures 5 and 6. The yield load of the cone bolt is 14 tons. All the four cone bolts in section 1404H were loaded very slightly, much lower than the yield load of the bolt, see Figure 5. However in section 1404V, see Figure 6, the cone bolt in the upper hangingwall underwent yielding where a collapse occurred later, while the two cone bolts in the footwall were moderately loaded but still below the level of the yield load.

The calculated tensile loads for rebars are illustrated in Figures 7 and 8. The yield load of the rebar was 16 tons. In section 1404H, the bolt in the upper footwall was totally unloaded, while all the other three bolts were loaded, but still in the elastic stage, see Figure 7. However in section 1404V, three of the four monitored bolts underwent yielding, see Figure 8.

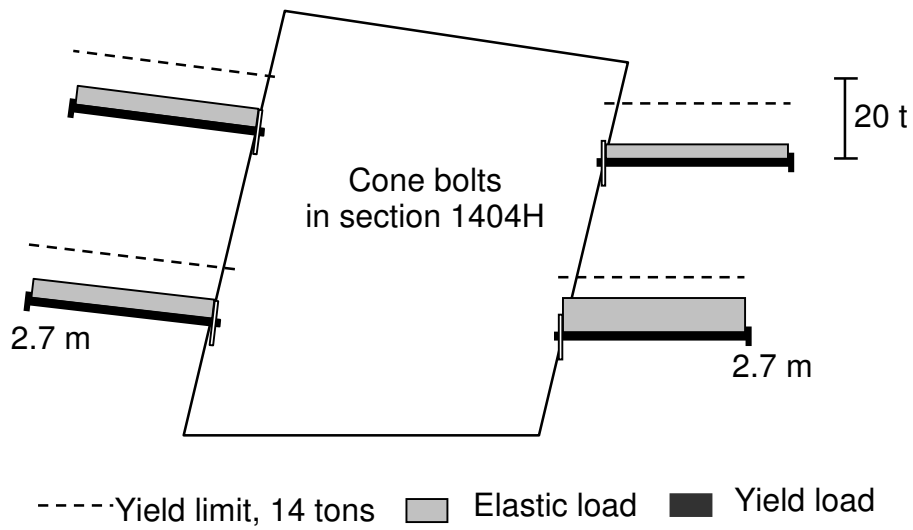


Figure 5. Sketch illustrating the calculated tensile axial load along the cone bolts in the full measurement section 1404H.

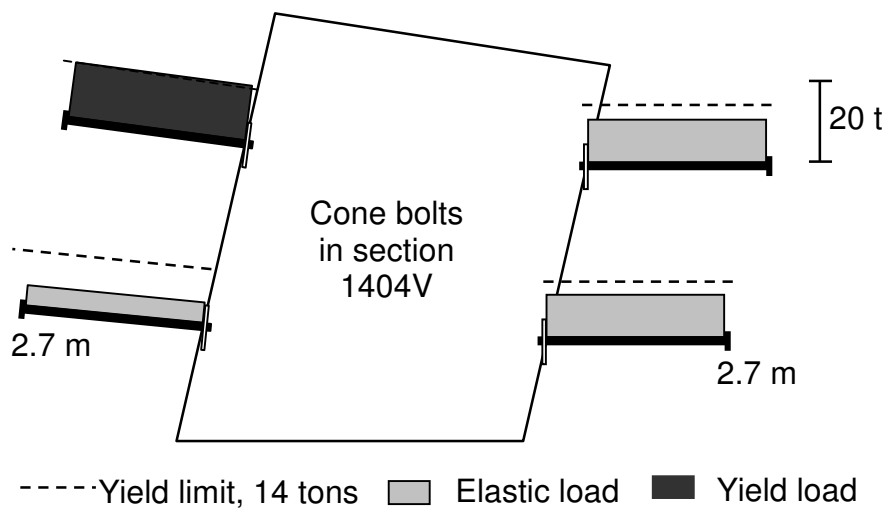


Figure 6. Sketch illustrating the calculated tensile axial load along the cone bolts in the full measurement section 1404V.

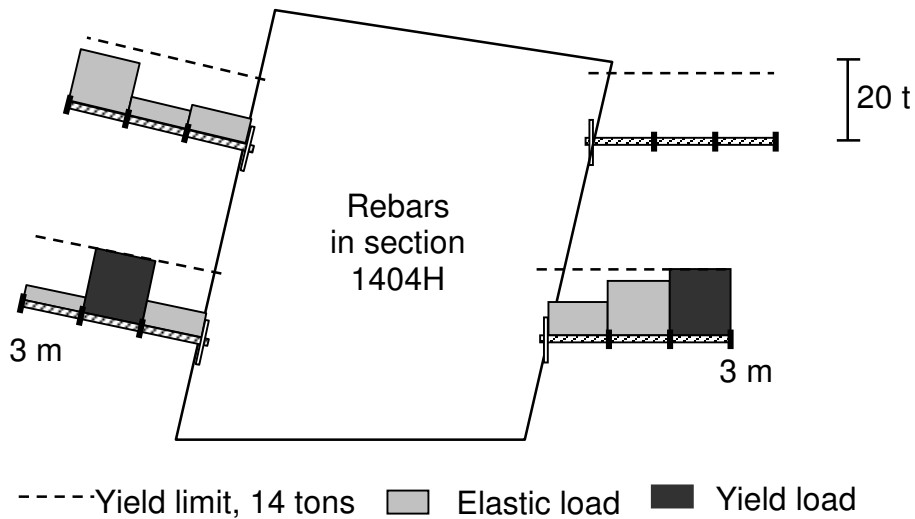


Figure 7. Sketch illustrating the calculated tensile axial load along measuring rebars in the full measurement section 1404H.

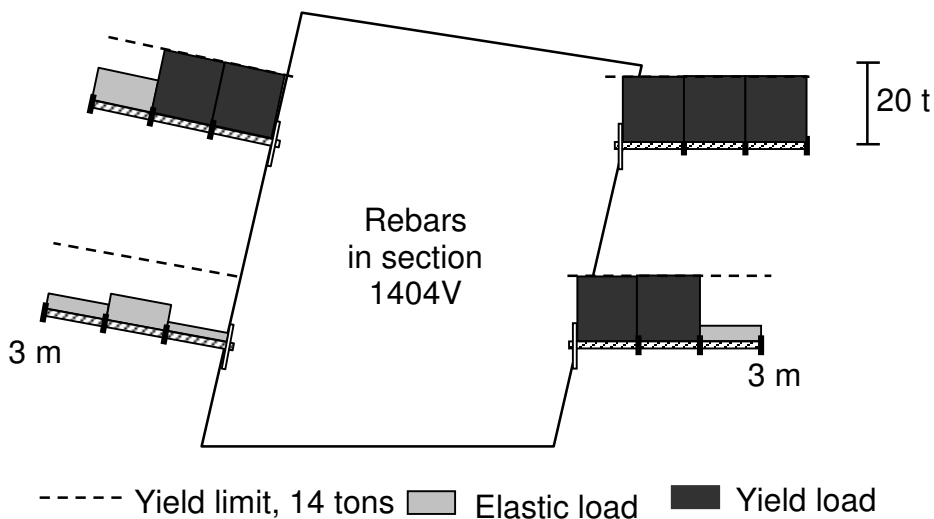


Figure 8. Sketch illustrating the calculated tensile axial load along the measuring rebars in the full measurement section 1404V.

4. FIELD TEST IN THE MYRA FALLS MINE

Cone bolts were also tested in the Myra Falls mine in Canada. The performances of the cone bolt and rebar were compared in the same ground conditions in this test. The test site was a transport drift at a level of about 1000 m under the ground surface in the mine. The drift was located about 60 m from the nearest mining stope and in an altered

rhyolite area. The drift was subjected to large deformation and rock failure. The rock support in the drift consisted of 2.3 m rebars and screen with a bolt pattern of 1 × 1 m plus a layer of 5 cm thick shotcrete. Shotcrete arches were also applied afterward when the deformation became large. A number of cone bolts were then installed in a section of the drift. The convergence of the drift and the elongation of two cone bolts were measured for a period of half a year, see Figure 9.

The excavation was stopped for rehabilitation for a period of 4 months. Measurement profile CV1 was set up and convergence measurements started in the beginning of this period. A large convergence occurred at the position of CV1 during the period of rehabilitation, see Figure 10. In the middle of April 2002, the convergence suddenly accelerated in all the three measurement profiles, particularly in profile CV3 where the convergence reached an amount of about 600 mm within half a month. A big fracture zone might have been formed in the area close to profile CV3 where the measured cone bolts were located. Figure 11 is a picture of the drift at profile CV3 that shows the drift after being subjected to the huge amount of convergence.

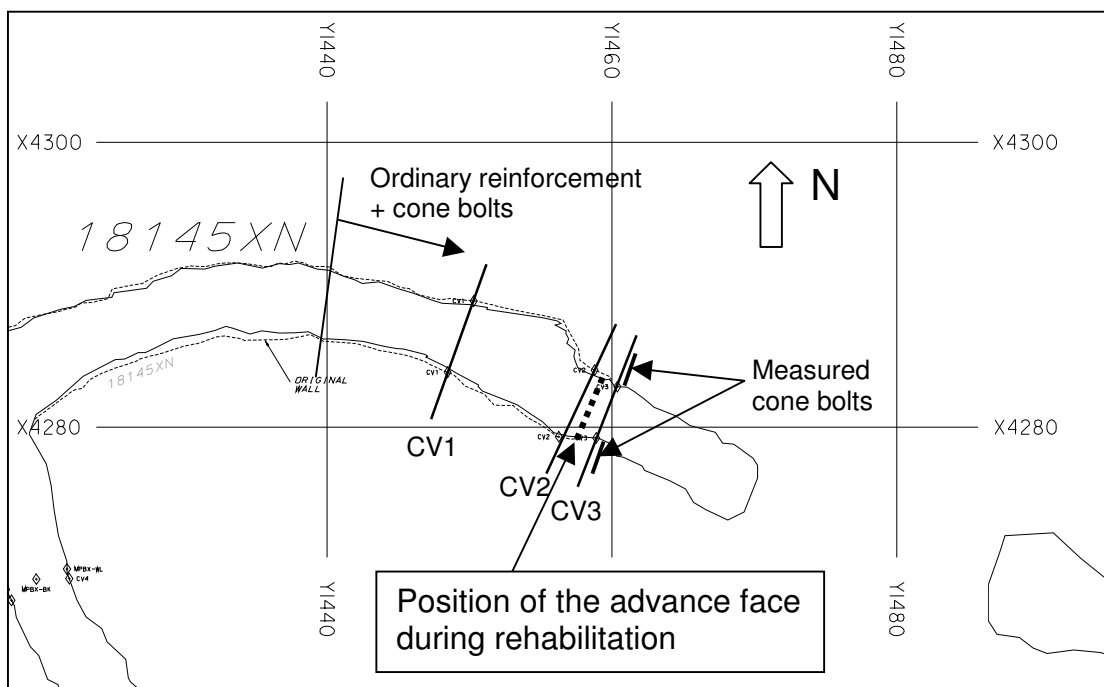


Figure 9. The locations for measurements in the transport drift. Convergence was measured in profiles CV1, CV2 and CV3. Elongation of bolts was measured on two cone bolts installed in the opposite walls in profile CV3.

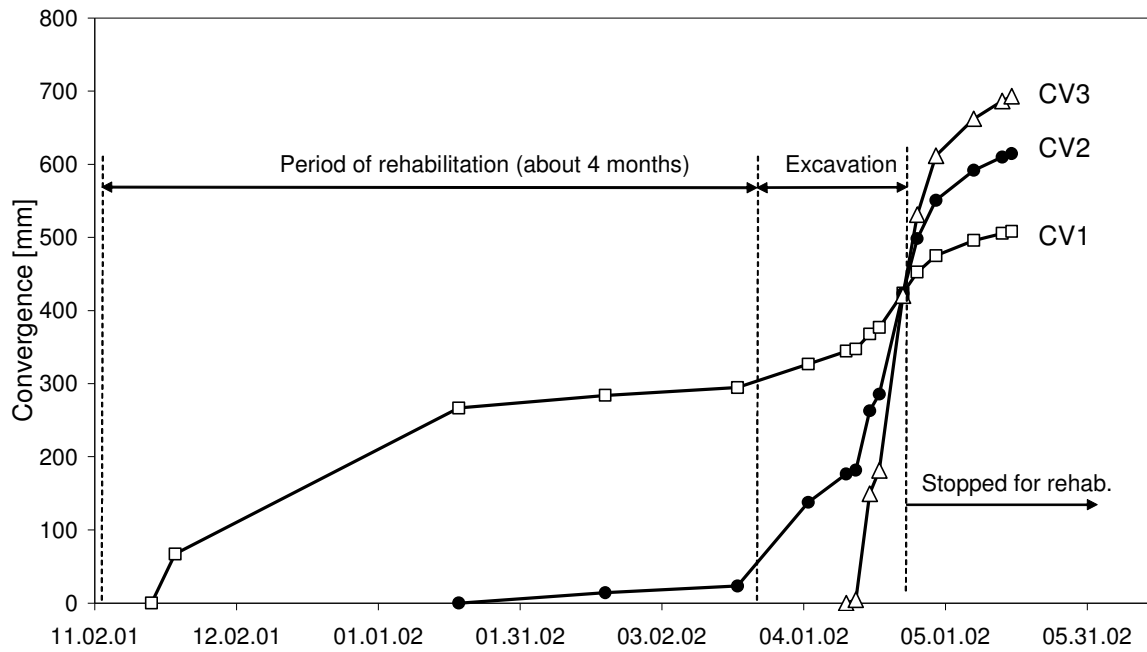


Figure 10. Convergence at the three measurement profiles.

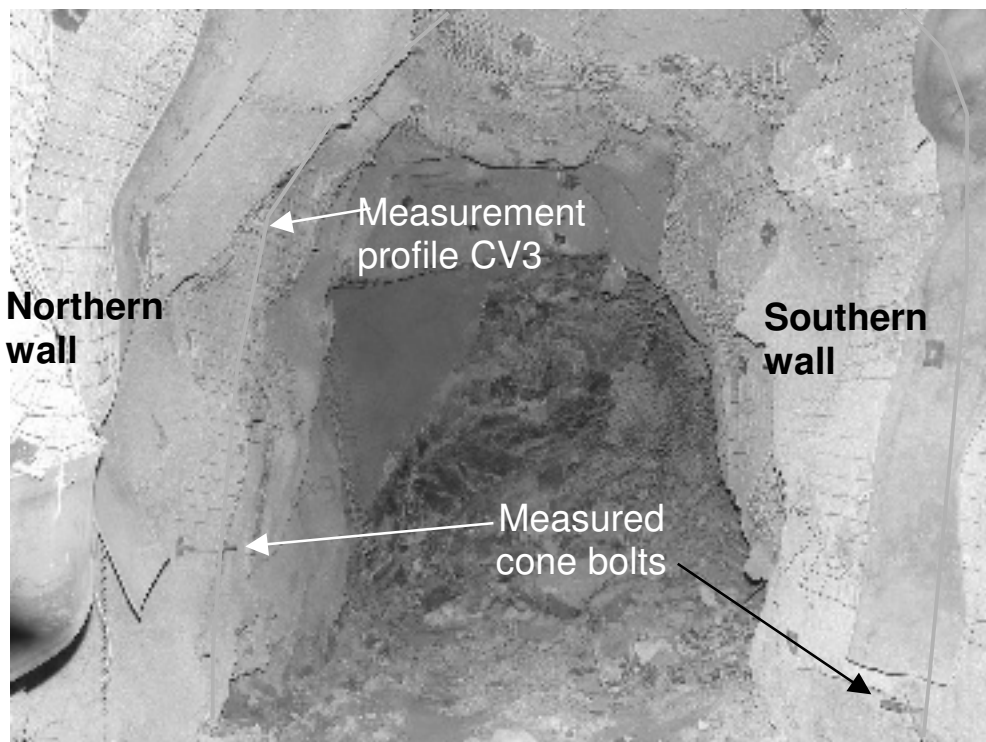


Figure 11. The drift at position of profile CV3 after subjected to a large amount of convergence.

The extension of the two cone bolts was measured in a period of one month. The measurement results are listed in Table 1. Within one week after installation the extension of the 2.3 m long bolts reached an amount of about 4.5 mm. This extension was equal to a strain of 0.2% which is approximately the yield strain of the steel material. After that the extension of the bolts remained at about that level. That implied that the bolts might either have moved together with the side-walls or ploughed through the grout after the extension strain having reached 0.2%. The interesting thing was that the bolts still carried a relatively high load (about 16 tons) during this period. This load would apply to the rocks over the length of the bolts and help to build up a self-support shell around the drift.

Table 1. Measurements on the measuring cone bolts.

Date	Extension of the cone bolt (mm)	
	Northern Wall	Southern Wall
2002-04-15	0.0	0.0
2002-04-17	0.6	0.4
2002-04-22	2.9	4.2
2002-04-25	3.7	4.9
2002-04-29	4.3	4.4
2002-05-07	4.8	5.4
2002-05-13	4.3	4.0
2002-05-15	4.6	4.5

Figure 12 shows the process of the development of load in the cone bolts.

It was observed in the drift that many rebars were ruptured, while cone bolts remained intact. Figures 13 and 14 show two examples of how differently the cone bolts and rebar reacted to the large rock deformations. In Figure 13, the rebar in the upper failed at the thread, while the cone bolt in the lower seemed undamaged and moved together with the wall. In Figure 14, one sees that the two cone bolts to the right side were undamaged, while the rebar sank into the soft rock with the face plate heavily deformed.

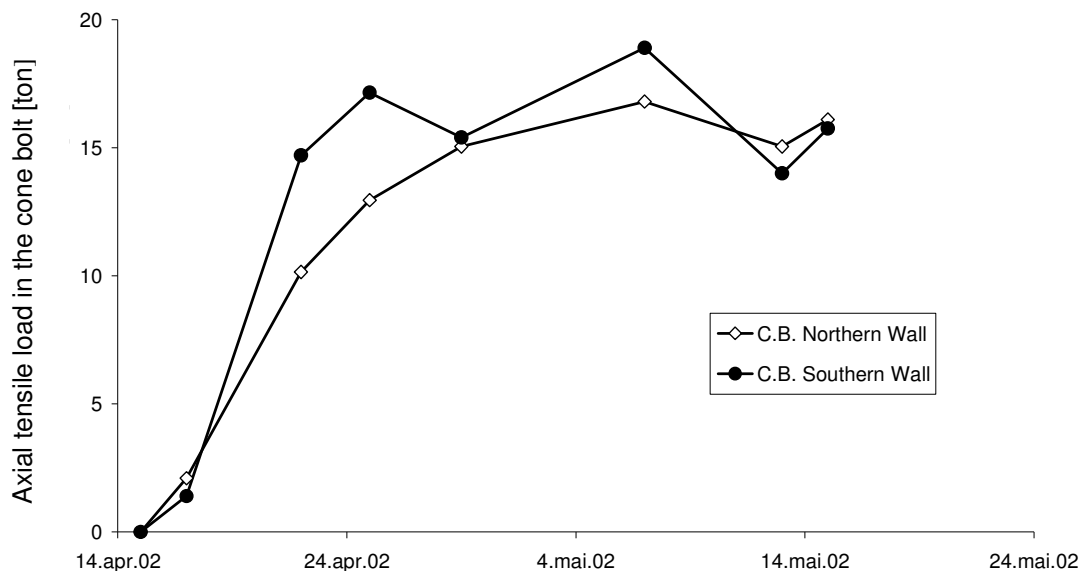


Figure 12. The development of the tensile load in the cone bolts at profile CV3.

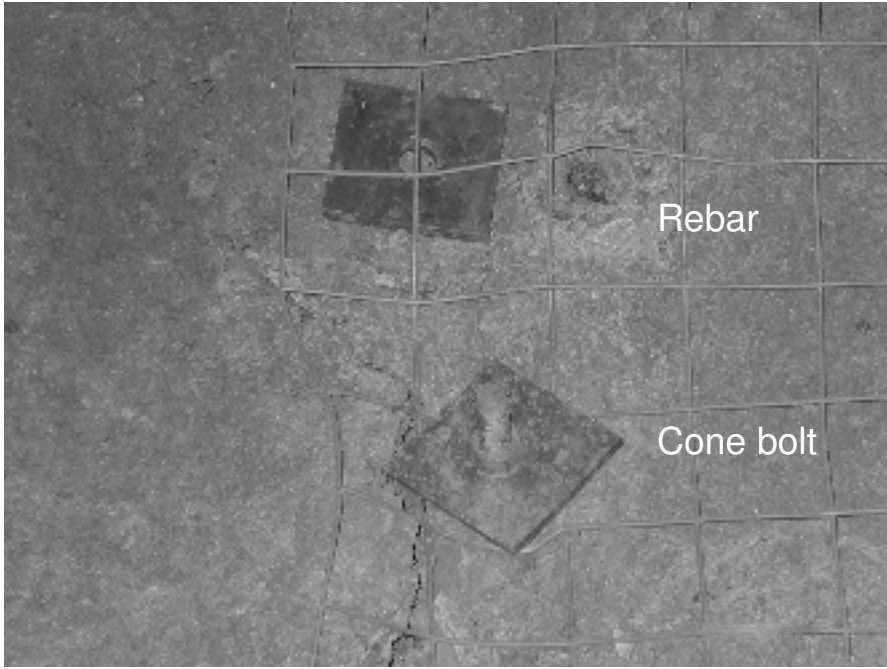


Figure 13. A ruptured rebar and an intact cone bolt on the northern wall close to profile CV3.

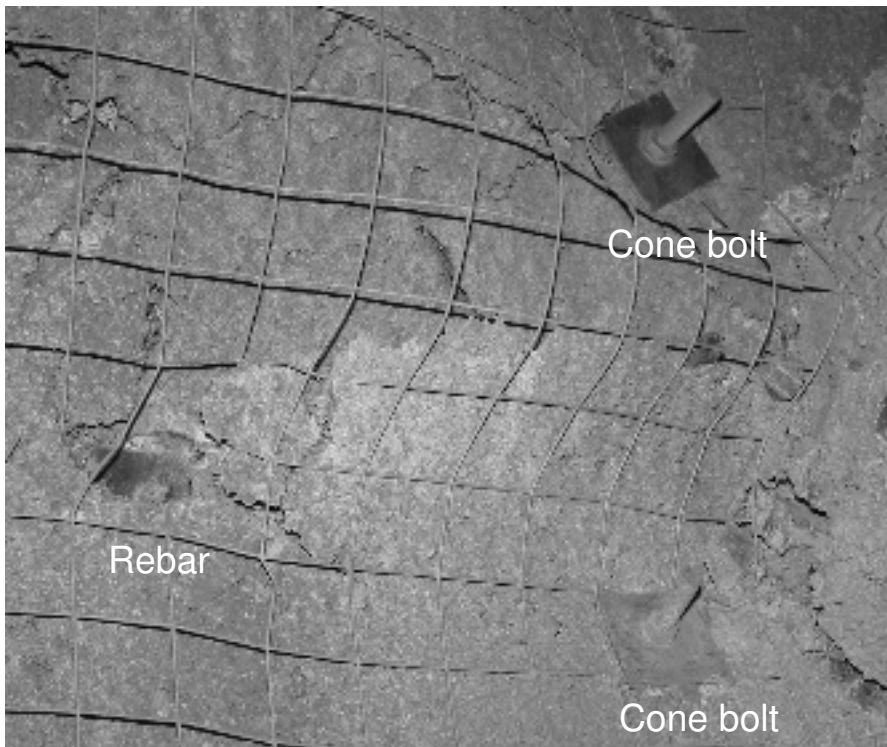


Figure 14. A sunken rebar and two intact cone bolts on the southern wall close to profile CV3.

4. CONCLUSIONS

- The cone bolt can provide an effective constraint to fractured rock and prevent the walls from disintegration.
- The cone bolt is loaded uniformly along its entire length. It can tolerate a large extension and absorb a large amount of deformation energy.
- Fully grouted rebar bolts, however, are not uniformly loaded in fractured rock masses. Deformation in active fractures could locally overload the rebar at the positions of the fractures. The overload could result in rupture of the rebar after a very limited opening of the fracture. Cement-grouted rebar can only tolerate an extension of about 30mm over one single joint.
- The cone bolt is a two-point anchored tendon. Therefore, pre-tension of the bolt is required for the bolt to provide reinforcement immediately after installation.
- At some places where serious shearing failure occurs, such as at the toe of the wall, the cone bolt is not suitable for rock reinforcement since fallout of rock pieces under the plate of the bolt would result in a complete loss of the support effect.

REFERENCES

Gillerstedt, P. (2000). *Skjuv- och Dragförsök på Konbulten – En Deformationstålig bergbult*. Examensarbete 2000:213 CIV, Luleå Tekniska Universitet.

Li, C. (2001). Field test of the cone bolt in the Kristineberg mine. *Report B03/01*, Boliden Mineral AB.

Li, C. and Gillerstedt, P. (2004). Field test of the cone bolt in Myra Falls. *TG_REP2004/005*, Boliden Mineral AB.

Lindfors, U (2000). Funktionsförsök på konbult i Kristinebergsgruvan. *Gruvteknikrapport B2/00*.

Nyström, A, Sandström, S, Krauland, N and Board, M (1995). Prediction of mining conditions at depth in Kristineberg mine, Sweden. *Trans. IMM, Section A*, Vol.104, A169-A177.

UPPFÖLJNING OCH ANALYS AV NY LAYOUT FÖR SKIVRASBRYTNING I KIRUNA

Analysis and follow-up of new sublevel caving layout in Kiruna

Linda Jacobsson, LKAB

Christina Dahnér, LKAB

Fredrik Perman, SwedPower AB

Jonny Sjöberg, SwedPower AB

SAMMANFATTNING

En ny layout för skivrasbrytning med skivorter placerade i ortpar testas för närvarande i ett utvalt område i Kiirunavaaragruvan. Denna studie har särskilt fokuserats mot stabiliteten av den smala (6 m) pelare som tillskapas mellan orterna i ortparen. Uppföljning via deformationsmätningar och skadekartering av ny layout med ortpar visade på måttliga deformationer och små skador i pelaren mellan orterna i ortparen. Pelaren uppvisar inga tecken på kollaps för nuvarande brytningsläge (ca 2/3 av skivan ovanför utbruten). Spänningsanalyser med såväl två- som tredimensionella modeller visade att de största spänningarna i pelaren uppkommer när nivån ovanför har brutits ut samt då aktuell brytningsnivå öppnats men hängväggen ännu inte har frilagts helt, vilket stämmer erfarenhetsmässigt med observationer i gruvan. Hittills erhållna resultat tyder på att den nya layouten kan bemästras med avseende på stabiliteten på pelaren i en bergmassa av bra kvalitet. Layouten bör dock provas i ett område med sämre bergkvalité.

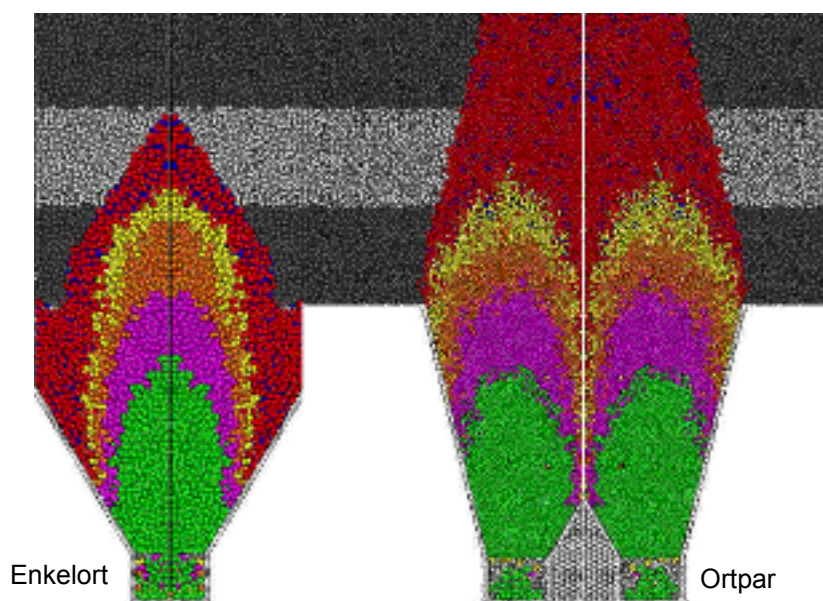
SUMMARY

A new layout for sublevel caving, with sublevel drifts placed in pairs, is currently being tested in a selected area in the Kiirunavaara mine. This study has focused specifically on the stability of the slender (6 m) pillar created between the drifts. Deformation measurements and damage mapping showed moderate deformations and minor damages in the pillar. No signs of total collapse were evident for the present mining stage (approximately 2/3 of the sublevel above extracted). Stress analysis using both two- and three-dimensional models showed that the maximum stresses arise when the sublevel above is mined out, and when the present level is opened but the hangingwall is not yet completely exposed. This is in agreement with observations and experiences of stability conditions in the mine. The results obtained so far indicate that the new layout is acceptable with respect to the stability of the pillar when applied in a rock mass of good quality. The new layout should, however, also be tested in an area with poorer rock quality.

1 INLEDNING

Gruvbolaget Luossavaara Kiirunavaara Aktiebolag, (LKAB), är ett malmförädlingsföretag med järnmalmsgruvor i Kiruna och Malmberget. I Kiirunavaaragruvan bryts årligen ca 22,3 miljoner ton råmalm (2004). Som brytningsmetod tillämpas storskalig skivrasbrytning vilket lämpar sig väl eftersom malmen är brantstupande (60°) och avlång (4 km). Brytningen av malmen är uppdelad i skivor, med ett vertikalt avstånd på ca 28 m och c/c 24.5 m mellan skivorterna (ger en pelare om 18 m mellan orterna). I ett tidigare forskningsprojekt utfördes en undersökning av hur rasmassorna rör sig vid utlastning av en krans. Det konstaterades att den största andelen bergmassor som erhöles vid utlastning kom ifrån de centrala delarna av kransen. Detta innebär att man inte lastar ut den malm som sprängdes utan att salvan är förorenad av sidoberg. Detta ger stora konsekvenser då man vill kunna lasta rena kvalitéer för senare förädlingsprocesser.

Dessa forskningsresultat låg till grund till för ett förslag på en modifierad brytningsgeometri där skivorterna placerades i par (istället för jämnt utspridda över skivan), se Figur 1. Syftet var dels att få en mer anpassad dragkropp till den malmvolym man önskade lasta, dels att kunna designa en bättre sprängplan för att erhålla en jämnare fragmentering.



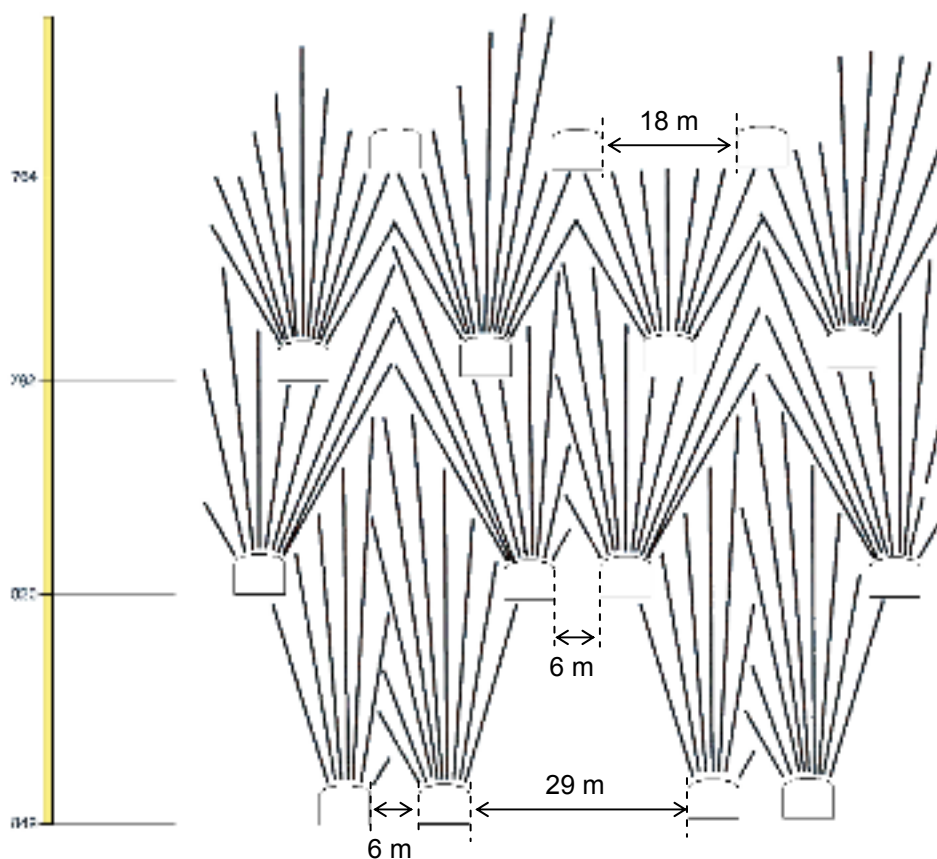
Figur 1 Dragkropp vid konventionell (vänster) respektive ny (höger) skivraslayout baserat på beräkningar.

Draw zone for conventional (left) and new (right) sublevel caving layout based on calculations.

Den nya brytningsgeometrin testas för närvarande inom ett utvalt produktionsområde i Kiirunavaaragruvan (Selldén, 2001). I denna artikel presenteras en studie inriktad på analys och observationer av försöksbrytningen, med särskild inriktning på den smala pelaren som tillskapas mellan orterna i ortparet.

2 NY BRYTNINGSGEOMETRI

I den nya brytningsgeometrin flyttas varannan ort närmare sin granne. På så sätt erhålls ett system med ortpar. Eftersom skivhöjden behålls konstant så erfordras samma specifika tillredning som med den traditionella brytningsgeometrin. I ortparet bildas en smal bergpelare (6 m) och mellan ortparen finns en bred pelare (29 m), se Figur 1. Det valda testområdet är beläget i den södra delen av gruvan mellan Y4330 – 4530 (gruvans koordinatsystem) i horisontalplanet och sträcker sig från Z820 – 907 m. Inom detta område hade man ett strategiskt läge att snabbt kunna ändra på brytningslayouten och en hög prioritet på produktionen. Med dessa förutsättningar kunde man snabbt få resultat från försöket. Inom detta område är även bergkvaliteten mycket bra vilket medför att pelaren har hög hållfasthet.



Figur 2 Vertikal längdsektion visande konventionell (792 m) och ny (ortpar; 820 och 849 m) layout för skivrasbrytning i försöksområdet.

Vertical cross-section showing conventional (792 m) and new (pair of drifts; 820 and 849 m) sublevel caving layout in the test area.

Den nya geometrin ger en mer anpassad salva till den dragkropp som erhöles vid mätningarna i det tidigare forskningsprojektet. Detta bör leda till att man lastar en renare malm med rätt kvalitet och lägre gråbergshalt. Sprängningstekniskt så blir produktionsborrhålen mer parallella med en jämnare fördelning av specifik laddning i salvan och ett

förväntat bättre stycke-fall som följd. Borrhålen blir längre än i den traditionella geometrin vilket kan föranleda problem med laddning av emulsionssprängämne, något som inte är provat ännu i full skala. Den smala pelarens stabilitet är den bergmekaniskt mest kritiska komponenten i systemet. Om den smala pelaren kollapsar kommer man troligtvis att tappa produktionsorten med stora ekonomiska konsekvenser. Följaktligen är det den smala pelaren som det här arbetet koncentrerats mot.

3 UPPFÖLJNING AV NY SKIVRASLAYOUT

3.1 Klassificering och kartering

För att kontrollera bergmassans egenskaper har nivå 849 mellan ort 432-451 strukturkarterats. Totalt har 239 st strukturer karterats och analyserats med avseende på sprickriktningar. De tre huvudsprickgrupper som erhållits för hela nivå 849 m i testområdet överensstämmer väl med de generella huvudlineament som framtagits av Magnor och Mattsson (2000): (1) $315^\circ/75^\circ$, (2) $114^\circ/58^\circ$ och (3) $348^\circ/71^\circ$, där riktningarna anges som strykning/stupning enligt högerhandsregeln.

RQD-värdet bestämdes genom att kartera en fem meter lång borrkärna från den smala pelaren i undersökningsområdet. Platsen för borrhålet är vald mitt i ett parti av malmen för att få ett representativt värde för pelaren. Pelaren visade sig då vara av "Bra" kvalitet med ett *RQD* = 73%. Värdet var lägre än förväntat och orsaken till det kan vara skadezonen i ytberget efter sprängning. I övrigt bedömdes bergkvaliteten som mycket bra inom hela försöksområdet, vilket är representativt för denna del av gruvan.

3.2 Deformationsmätningar

Initialt planerades att utföra absolutbestämning av bergspänningarna liksom spänningsövervakning under brytningen, i kombination med deformationsmätning. Spänningsmätningarna utfördes ej på grund av tidsbrist varför tolkningarna av bergmassans beteende enbart är baserade på deformationsmätningar och visuella observationer. Provområdet är enbart driftförstärkt under mätperioden, d v s ingen permanentförstärkning är installerad i dagsläget. Nivåerna 820 m och 849 m är bägge övergångskivor mellan konventionell geometri och geometrin med ortpar, se Figur 2. Det är först på tredje nivån man erhåller ett rent system med ortpar.

Deformationsmätningar har skett i tre olika sektioner i ortparet 445-446 på nivå 849 m. En sektion omfattar bägge orterna tillsammans med pelaren sett i en longitudinell tvärprojektion. Motiveringen för placering av sektionerna är baserad på följande resonemang.

Sektion A: Placerad längst in i tvärorten för att kunna studera pelarens beteende vid öppningsfasen. Detta är erfarenhetsmässigt den känsligaste tidpunkten.

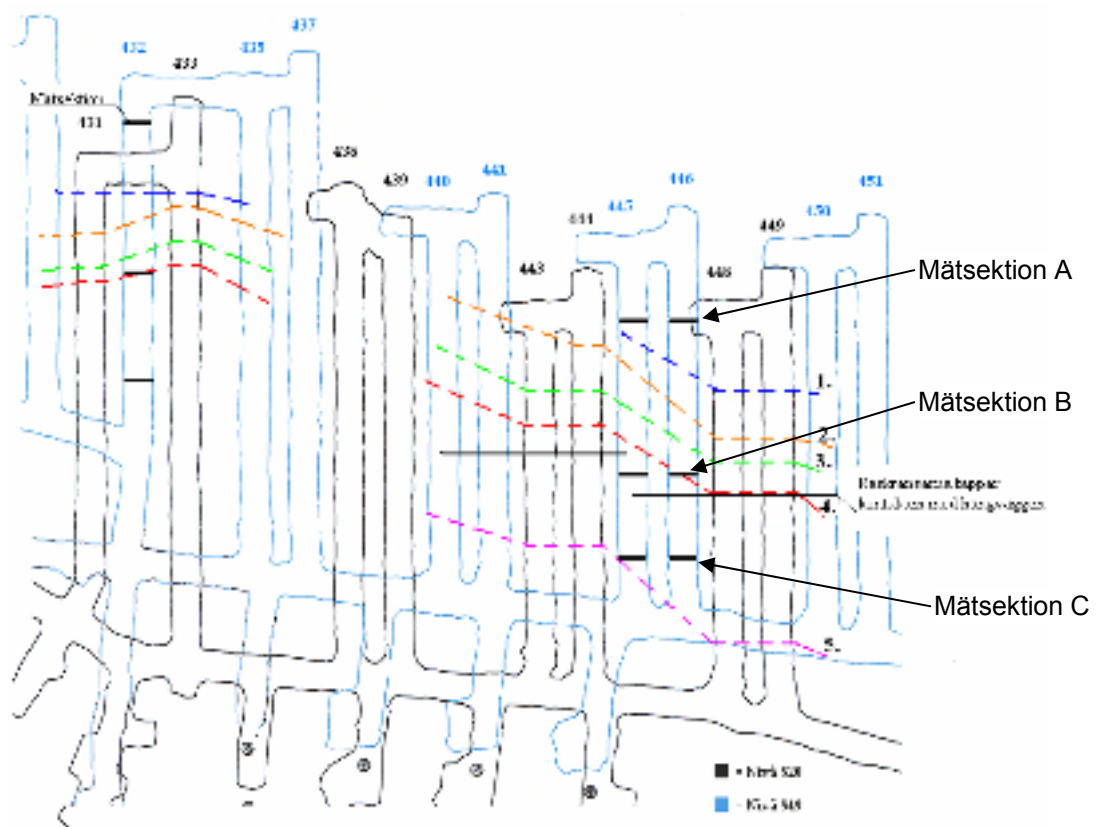
Sektion B: Placerad i mitten av pelaren i närheten av en gråbergsson. Inledande tvådimensionella spänningsanalyser (se också avsnitt 4) visade på en markant ökning av pelarspänningen i läget mitt i skivan när brytning på nivå ovanför närmar sig fältorten (d v s slutbrytning av skivan).

Sektion C: Placerad nära fältorten för att man skall kunna observera stabiliteten i pelarspetsen. Denna sektion är intressant då det är svårt att prognostisera pelarens stabilitet i slutfasen av produktionen på ovanliggande nivå, samt när skivan på nivå 849 öppnas.

De tre mätsektioner som installerats i ortparet 445-446 innehåller en extensiometer i pelaren samt konvergenzmätning av ortprofilen på vardera sida av pelaren. Extensiometeren är installerad i ort 445 med huvudet i den orten och ankare 1 i botten av hålet. Instrumenteringen var tänkt att fungera som en enhet för att kunna se hur hela systemet deformeras. I Figur 3 visas läget av mätorterna samt ortparet 443-444 till vänster och 448-449 till höger på skivan ovanför. För dessa två ortpar är öppningsförfarandet olika. Vid rasborring från ortparet 443-444 lämnas en "brygga" mellan nivå 792 m och öppningen, d v s hängväggen friläggs inte helt förrän rasbrytningen fortskridit ett stycke, se Figur 4. För ortpar 448-449 erhålls ej någon brygga vid öppningsfasen.

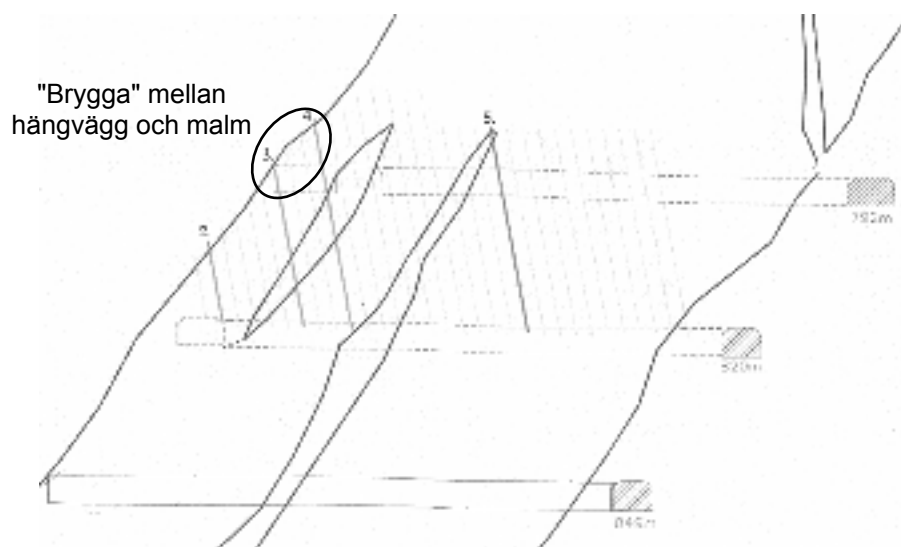
Mätningarna i testområdet påbörjades först efter att ovanliggande skiva hade öppnats vilket medförde att hela deformationsförloppet ej kunde registreras. I Figur 5 visas mätresultaten från extensiometeren i profilen närmast hängväggen. Direkt efter öppningsfasen, läge 1 – 2, deformeras pelaren i en högre takt p g a belastningen ökar. Mellan brytningsläge 2 –3 stagnerar deformationerna. Vid läge 3 sker en ökning av deformationerna i pelaren. Denna deformationsökning är troligtvis en konsekvens av att bryggan mellan hängväggen och malmen i ortparet 443-444 börjar gå i brott. I tolkningen av mätresultaten har pelarens mitt ansats som nolla. Störst deformationer erhålles då på ytan av pelaren i ort 445. Detta indikerar spjälkbrott på ytan av pelaren. Deformationerna minskar avsevärt en bit in i pelaren. Extensiometeren mäter inte deformationen av konturen för ort 446. Vid en jämförelse av deformationerna en bit in i pelaren så är det sidan mot ort 445 som rör på sig mest. Efter läge 4 deformeras pelaren i jämn takt till läge 5. Vid läge 4 frilägger man produktionsnivån från hängväggen i ortparet 443 – 444, se Figur 3 och Figur 4.

En referensort (ort 432, nivå 849 m) med konventionell layout instrumenterades på samma sätt som dubbortparet 445-446. Denna ort valdes på grund av att liknade förhållande råder vad gäller geologi och produktionsförlopp. Placering av mätsektioner är densamma som i ortparet 445-446. Uppmätta deformationer på ytan av den konventionella pelaren i referensorten 432 var endast 10% av de uppmätta deformationerna för ortparet för motsvarande brytningsläge.



Figur 3 Profilerna för deformationsmätningar på 849 m tillsammans med brytningsfronten vid olika tidpunkter på 820 m nivå.

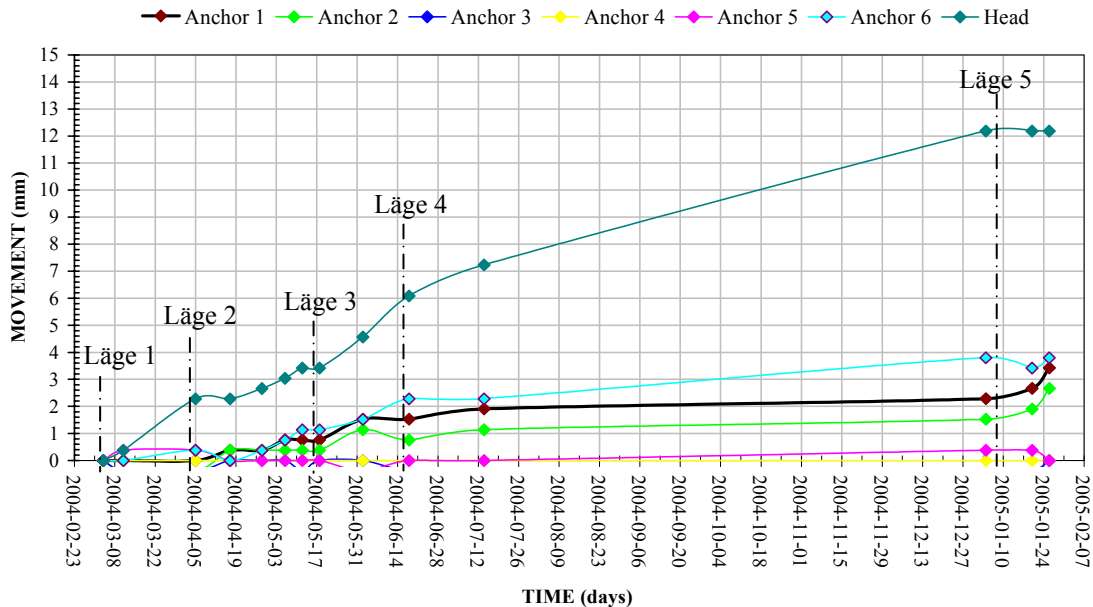
Profiles for deformation measurements at 849 m level together with the advances of the production/caving front at 820 m level.



Figur 4 Vertikal tvärprojektion av brytningslägen och produktionshål.

Vertical cross-section showing mining stages and production holes.

LKAB EXTENSOMETER #1



Figur 5 Förskjutningar med tiden i extensiomern mellan ort 445-446, sektion A. Ankare 3 redovisas ej eftersom den ansatts till noll.

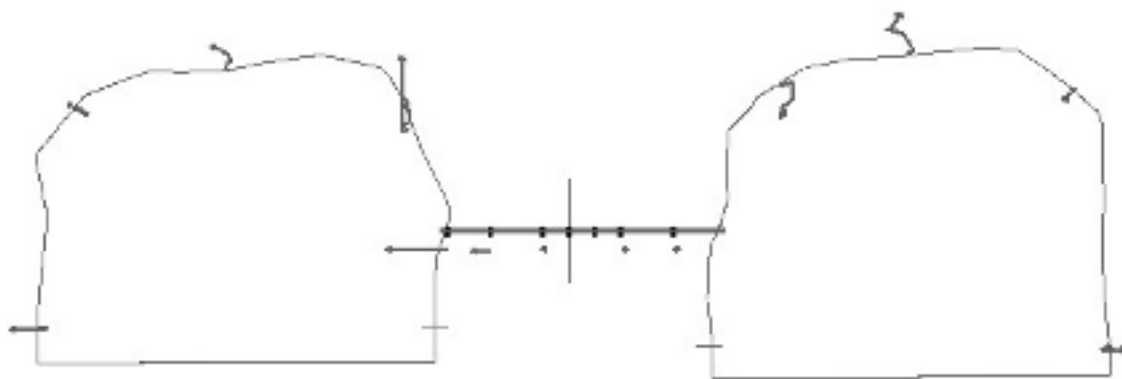
Displacement as a function of time measured with borehole extensometer in section A. Anchor 2 is not shown as it has been set to zero.

Resultat från konvergenzmätningar (se Figur 6) visade att i början på mätperioden trycks pelaren ihop av de spänningar som den utsätts för. Det syns genom att betrakta anfangspunkterna vid pelaren, där riktningsektorena till en början går nedåt innan de ändrar riktning och går uppåt. Varje extensometer-ankares rörelse vid dess placering i pelaren visas också. Den vänstra sidan av pelaren rör sig mer än den högra.

3.3 Skadekartering

Inför produktionsstart på nivå 820 m nivå gjordes en översiktlig skadekartering av den smala pelaren på den nivån inför permanentförstärkningen. De största skadorna hade skett vid pelarspetsen mot hängväggen och vid gråbergsliror i malmen. I övrigt var det inga stora skador på pelaren. Området förstärktes extra vid pelarspetsen mot hängväggen respektive liggväggen. Det senare utfördes baserat på erfarenheter från det konventionella skivrasat där pelaren reagerar då produktionen på innevarande skiva kommer till slutfasen.

Provområdet på 849 m är enbart driftförstärkt i dagsläget, d v s ströbult och sprutbetong vid t ex gråbergskontakter. Permanentförstärkningen är inte installerad. Skadekartering av ort 445 visade på förekomst av lösa skivor i pelaren vilket tyder på ytliga spjälkbrott. Detta stämmer också överens med resultaten från extensiometer-mätningarna.



Figur 6 Förskjutningar i ortkontur samt pelare, sektion 1. Förskjutningarna är förstörade 100 ggr jämfört med ortdimensionerna.

Displacement of the contour of the sublevel drift and pillar. Displacements are magnified 100 times compared to the drift dimensions.

3.4 Brytningsuppföljning

Den första skivan med de nya ortavstånden på 820 m avv är utbruten till ca 66%. Eftersom ortavstånden på ovanliggande skiva motsvarar konventionell layout är detta en sk övergångsskiva. För denna geometri förväntas ett avvikande utfall jämfört med både ny och konventionell layout. Under antagande om ett teoretiskt, fritt rasflöde skulle gråberg från ovanliggande skiva komma in i stor omfattning vid något över 50% utlastningsgrad.

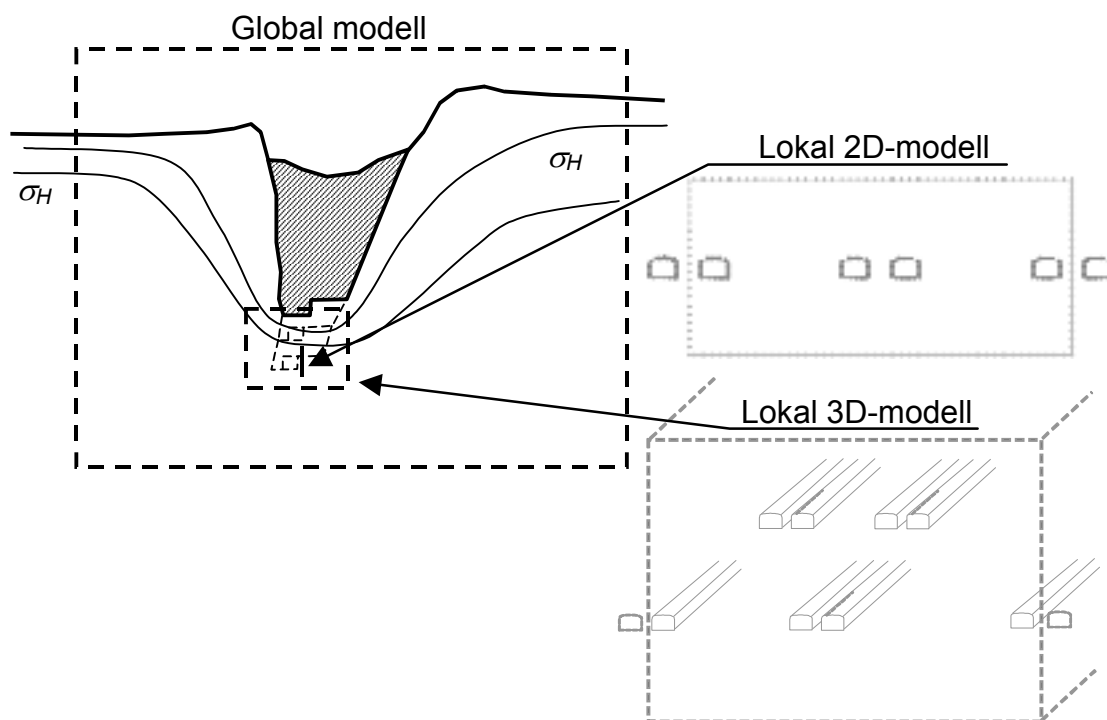
Den genomsnittliga utlastningsgraden har hittills varit 88%. Med hjälp av skopvägning kan gråbergsinblandningen uppskattas och ett malmutbyte beräknas. 90% av den lastade malmen har vägts och gråbergsinblandningen har varit 33% medan malmutbytet varit 61%. Gråbergsinblandningen var högre än de 25% som är riktvärde. Tolkningen är att salvorna har lastats lite för länge eftersom den genomsnittliga utlastningsgraden har uppfattats som alltför långt under det normala utfallet på drygt 100% för utlastning vid skivrasbrytning i Kiirunavaara.

4 ANALYSER

4.1 Syfte och angreppssätt

Numeriska modellanalyser har genomförts i syfte att kvantifiera spänningssituationen i och kring pelaren mellan skivorterna, för olika brytningssteg för rasbrytningen. Modellanalyserna syftade också till att jämföra spänningsförhållanden för den nya layouten med ortpar med den äldre, konventionella layouten för skivorterna. Modellresultaten nyttjades främst i kvalitativt och jämförande syfte, eftersom modellerna ej har detaljkalibrerats mot exempelvis spänningmätningar. En jämförelse har dock gjorts mellan beräknade och uppmätta deformationer, vilket ger en större tilltro till modellresultaten.

Spänningsanalysen genomfördes med en sk global-lokal modellansats. En global modell (över hela gruvan) användes för att beräkna spänningar inducerad av skivrasbrytningen. I denna tvådimensionella modell simulerades endast inverkan av rasbrytningen. Enskilda orter inkluderades ej. De beräknade spänningarna i den globala modellen nyttjades sedan som indata (randvillkor) till en lokal analys där skivorterna inkluderades, se Figur 7. De lokala modellerna omfattade både två- och tredimensionella analyser av skivrasgeometrin.



Figur 7 Global-lokal spänningsanalys (schematisk, ej skalenlig).

Global-local stress analysis (schematic; not to scale).

De globala analyserna gjordes för ett tvådimensionellt vertikalt tvärsnitt genom malmen (öst-västlig riktning) med beräkningsprogrammet *FLAC* (Itasca, 2000). Beräkningar

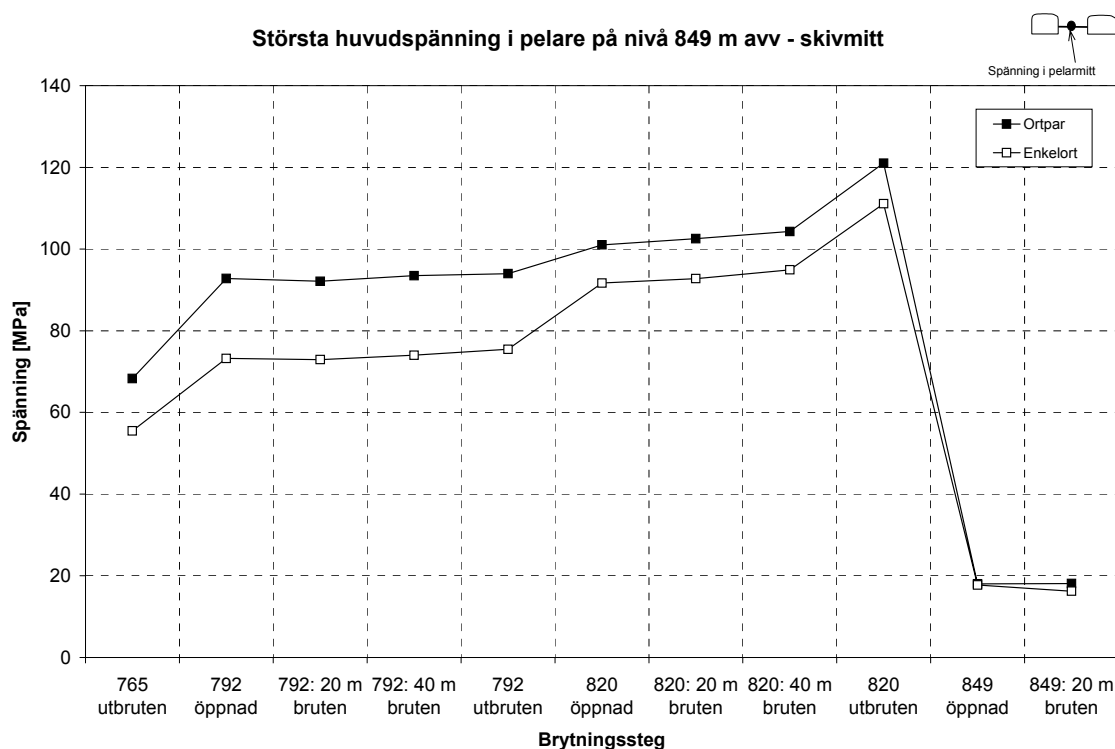
gjordes för ett antal brytningssteg motsvarande olika lägen på skivrasbrytningen från nivå 765 till nivå 849, med parametervärden och primärspänningar baserade på Sjöberg et al (2001) och Sandström (2003). Som indata till de lokala modellerna nyttjades resultat från plastiska beräkningar i den globala modellen.

4.2 Lokal tvådimensionell analys

En tvådimensionell lokal modell har analyserats för ett vertikalt tvärsnitt (parallellt malmens strykningsriktning) och beläget ungefär mitt i testområdet (mitt emellan häng- och liggvägg), för vilken en tvådimensionell förenkling är relativt acceptabel. Randspänningarna till den lokala modellen i detta snitt är inte horisontellt-vertikalt riktade. Analyser har därför utförts med antagande om s k generellt plant deformationstillstånd (eng. "complete plane strain"). Detta innebär att spänningarna kan ha godtycklig riktning (i tre dimensioner) och att förskjutningarna endast är funktioner av koordinaterna i analysnittet. Programmet *Examine^{2D}* (Rocscience, 2001) användes för dessa beräkningar. Endast linjärelastiska analyser genomfördes. Det primära syftet med de tvådimensionella analyserna var att erhålla en approximativ jämförelse mellan den konventionella layouten och layouten med ortpar, vilka båda simulerats för en skiva med orter motsvarande nivå 849 (jmf Figur 7). Beräkningar utfördes för några olika belastningsfall motsvarande olika brytningslägen på skivraset.

Resultaten av de tvådimensionella analyserna visade att geometrin med ortpar medför en belastningsökning på bergmassan i pelarna mellan orterna i ortparet, jämfört med konventionell layout. Beräknad största huvudspänning i pelaren mellan orterna i ortparet och på 2.5 m höjd över ortsulan illustreras i Figur 8, som funktion av skivrasbrytningens framskridande. Beräkningarna visade på en belastningsökning på mer än 20 MPa i pelarna, d v s ca 30 %. Den största nettoförändringen i spänning erhålls då skivan belägen två skivnivåer ovanför öppnas (nivå 792). Detta är i överensstämmelse med erfarenheter från brytningen som visar på stora stabilitetsproblem i detta skede.

När brytningen avancerar närmare och skivan på nivå 820 öppnas ökar spänningen ytterligare i pelarmitt. En ytterligare spänningstopp erhålls när denna skiva är helt utbruten. En motsvarande ökning av observerade stabilitetsproblem i gruvan för detta läge är dock mindre vanligt förekommande. I efterföljande steg, d v s när brytningen startar på den skiva där skivorter och pelare är belägna, sker en markant avlastning av pelaren. Eftersom denna följer efter en spänningsökning med eventuellt brott som följd, kan avlastning (minskad inspänning) ge ökad omfattning utfall i pelarna.



Figur 8 Beräknad största huvudspänning i pelarmitt på nivå 849 för tvådimensionell mdoell.

Calculated major principal stress in pillar center on sublevel 849 for a two-dimensional model.

4.3 Lokal tredimensionell analys

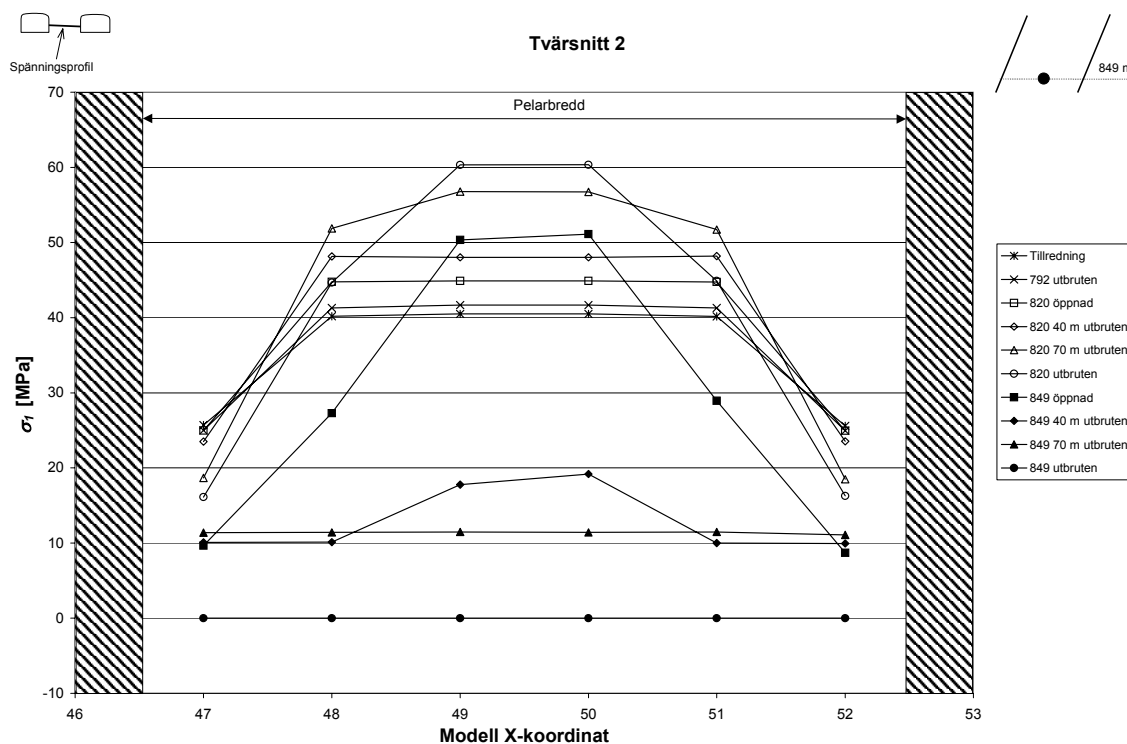
Den komplicerade geometrin och det tillhörande spänningsfältet kräver en fullständig tredimensionell plastisk analys för säkrare kvantifiering av spänningssituationen. En sådan modell medger också att spänningarna kan beräknas för olika lägen i pelaren (nära fronten, mitt i skivan, nära fältorten). En tredimensionell lokal modell har konstruerats för en del av försöksområdet (Figur 7), omfattande två ortpar på 820 meters nivåer och ett ortpar och två halva ortpar på nivå 849 och nivå 792. Analyserna har utförts med programmet *FLAC^{3D}* (Itasca, 2003) och med parametervärden valda i enlighet med Sjöberg et al (2001) samt med randspänningar från den globala modellen. Beräkningar utfördes för ett antal brytningssteg i den lokala modellen.

Eftersom modellen är lokal och endast representerar en del av försöksområdet är valet av randvillkor och modellstorlek inte trivialt. Flera alternativa randvillkor och modellstorlekar testades, vilket visade på relativt stora skillnader i beräknad spänning i tänkt pelarläge. En jämförelse med resultaten av utförda konvergensmätningar i försöksområdet visade dock på god överensstämmelse med beräknade deformationer för endast ett

av randvillkoren, medan de övriga alternativa randvillkor gav grovt överskattade deformationer. Detta randvillkor valdes sedan för fortsatta beräkningar.

De största beräknade spänningarna i den tredimensionella modellen erhöles mitt i pelaren och i riktning längs med densamma. Den maximala spänningen i pelarmitt uppkom i läget för slutbrytning av nivå 820 ovanför samt öppning av nivå 849. De delar av pelaren som ligger närmare hängväggen belastas högre i tidigare brytningssteg och avlastas tidigare. De maximala spänningarna i pelaren uppgår till ca 70 MPa. Vid öppning av nivå 849 avskärs spänningarna närmast hängväggen medan de delar av pelaren som ligger närmare liggväggen fortfarande belastas hårt. Detta är en effekt av att största spänningen riktas snett in genom "bryggan" mellan hängvägg och malm (jmf Figur 4).

Beräkningarna visade också att mitten av pelaren tar den största lasten, illustrerat för ett vertikalt tvärsnitt genom pelaren i Figur 9. Pelarens maximala hållfasthet nås vid brytning på nivå 820 (nivån ovanför studerad pelare), vilket följs av markant avlastning i och med att nivå 849 öppnas. Närmast liggväggen nås maximal belastning under det att nivå 849 öppnas, d v s något senare.



Figur 9 Beräknad största huvudspänning i ett vertikalt pelartvärsnitt (i skivmitt) för tredimensionell modell.

Calculated major principal stress in a vertical cross-section (in the center of the sublevel) through the pillar for a three-dimensional model.

Skillnaderna i beräknad spänning är relativt stora vid jämförelse med de tvådimensionella analyserna (65 respektive 120 MPa). Detta beror bl a på att i den tredimensionella modellen omfördelas spänningarna också i längdriktningen av skivorterna, samt att ingen plasticering tillåts i den tvådimensionella modellen. Bägge modellerna visar dock på samma principiella beteende för pelaren.

5 DISKUSSION OCH TOLKNING AV RESULTAT

Mätningarna i försöksområdet visar på de största deformationerna i pelarspetsen mot hängväggen. Den sidan av pelaren som vetter mot bryggan på skivan ovanför deformeras mer än den andra sidan vilket indikerar att spänningarna fördelas på ett ogynnsamt sätt då geometrin med en brygga tillämpas. Hela den brytningssekvens som simulerats i beräkningsmodellen har ännu inte brutits i försöksområdet. Slutbrytning är påbörjad men ej avslutad på 820 m, och nivå 849 m är ej öppnad.

Mätprofilen i mitten av pelaren uppvisar mindre deformationer trots att den enligt modellberäkningarna skall vara högt belastad i dagsläget. Detta kan förklaras med att pelarens tredimensionella geometri medför att dess hållfasthet är högre i den profilen än i de andra två. Erfarenhetsmässigt så går inte malmen (magnetit) i brott på samma sätt som sidoberget i Kiruna. Detta visar sig också i de relativt små konsekvenserna av de förmodat höga belastningarna i pelaren. Trots att modellernas resultat visar på kraftigt förhöjda spänningar i pelaren inducerade av brytningen på ovanliggande nivåer så har inte pelaren kollapsat, utan endast ytliga spjälkbrott har uppträtt. Då bryggan bröts bort så började omgivande orter att häva sig vilket indikerar att det vertikala spänningsfältet minskar. Detta överensstämmer med resultaten från de numeriska modellerna.

Resultaten som har erhållits fram till idag ger inga indikationer på att den nya layouten skulle förorsaka stora stabilitetsproblem för produktionen inom områden med en bra bergmassa som inte kan hanteras redan i planeringsstadiet. Det återstår att prova metoden inom ett produktionsområde med sämre bergkvalité för att se om problemen kan hanteras även där.

6 SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Följande slutsatser kan dras:

- Uppföljning via deformationsmätningar och skadekartering av ny layout med ortpar visade på måttliga deformationer och små skador i pelaren mellan orterna i ortparen. Pelaren uppvisar inga tecken på kollaps för nuvarande brytningsläge.
- Uppmätta deformationer för den nya layouten med ortpar är ca 10 ggr så stora som vad som uppmätts i referensorten för en konventionell skivraslayout.

- Spänningsanalyserna visade att de största spänningarna i pelaren mellan orterna uppkommer när nivån ovanför har brutits ut samt då aktuell brytningsnivå öppnats men hängväggen ännu inte har frilagts helt. Detta stämmer erfarenhetsmässigt med observationer i gruvan avseende stabilitetsproblem.
- Båda de två- och tredimensionella modellerna indikerade liknande beteende för pelaren. Beräknade spänningar skall betraktas som index snarare än absoluta värden. En tvådimensionell modell (global-lokal modellansats) bedöms därför vara tillräcklig för kvalitativ bedömning av spänningar och stabilitet av pelaren. Tredimensionella modeller är värdefulla för att verifiera enklare modeller samt för värdering av spänningar nära öppningsorten (d v s skillnader i spänningar längs pelaren).
- Hittills erhållna resultat tyder på att den nya layouten kan bemästras med avseende på stabiliteten på pelaren mellan orterna i ortparen i en bergmassa av bra kvalitet.

Baserat på projektresultaten formulerades också följande rekommendationer:

- Pelaren bör övervakas under hela brytningsskedet fram till dess att man har brutit sig förbi mätpunkterna (och det är omöjligt att mäta mera). En slutlig uppföljning och analys av försöksbrytningen bör genomföras.
- Den nya layouten bör sedan provas inom ett produktionsområde med sämre bergkvalité för att se om problemen kan hanteras även där.

REFERENSER

Itasca. 2000. *FLAC Version 4.0. Manual*. Minneapolis: ICG.

Itasca. 2003. *FLAC3D Version 2.10. Manual*. Minneapolis: ICG.

Magnor, B. & Mattson, H. 2000. Strukturgeologisk modell över Kiirunavaara. Slutrapport. CTMG-report 00001, Luleå tekniska universitet.

Rocscience. 2001. *Examine^{2D}. Version 6.05. User's Guide*. Toronto: Rocscience Inc.

Sandström, D. 2003. Analysis of the virgin state of stress at the Kiirunavaara mine. Licentiate thesis 2003:02, Luleå University of Technology.

Selldén, H. 2001. Skivrasbrytning vid LKAB - problem och möjligheter. Bergsprängningskommittén, Diskussionsmöte (Stockholm 2001).

Sjöberg, J., Lundman, P. & Nordlund, E. 2001. *Analys och prognos av utfall i bergschakt, KIJ 1045*. Slutrapport 2001-04-25, LKAB Utredning 01-762 (konfidentiell), 224 s.

NY METOD FÖR SPÄNNINGSANALYS VID ÄSPÖ HRL

New method for stress analysis at the Äspö HRL

Daniel Ask, SwedPower AB

Sammanfattning

Den integrerade bergspänningsmetoden (the Integrated Stress Determination Method, ISDM [Cornet, 1993a]) är ett användbart verktyg för att karaktärisera det regionala spänningsfältet baserat på resultat från ett flertal typer av *in situ* mätningar i mindre skala. Denna studie redogör för en vidareutveckling av metoden där spänningsfältet kan beskrivas med upp till 12 modellparametrar och data från hydrauliska metoder (HF+HTPF) eller överborrningsmetoder (av CSIR- och CSIRO HI-typ) kan nyttjas, liksom kombinerade datamängder [Ask, 2004a; 2004b]. Vid spänningsbestämning med en kombinerad datamängd kan dessutom hydrauliska data användas för att fastställa medelvärdet av de elastiska parametrarna inom djupintervallet. Den nyutvecklade teorin har applicerats på existerande och omtolkade bergspänningsdata från Äspölaboratoriet. Resultaten av studien visar god överensstämmelse mellan uppmätta och beräknade data. Studien indikerar också att den regionala sprickzonen NE-2 delar in bergmassan i en nordvästlig och en sydostlig spänningsdomän.

Summary

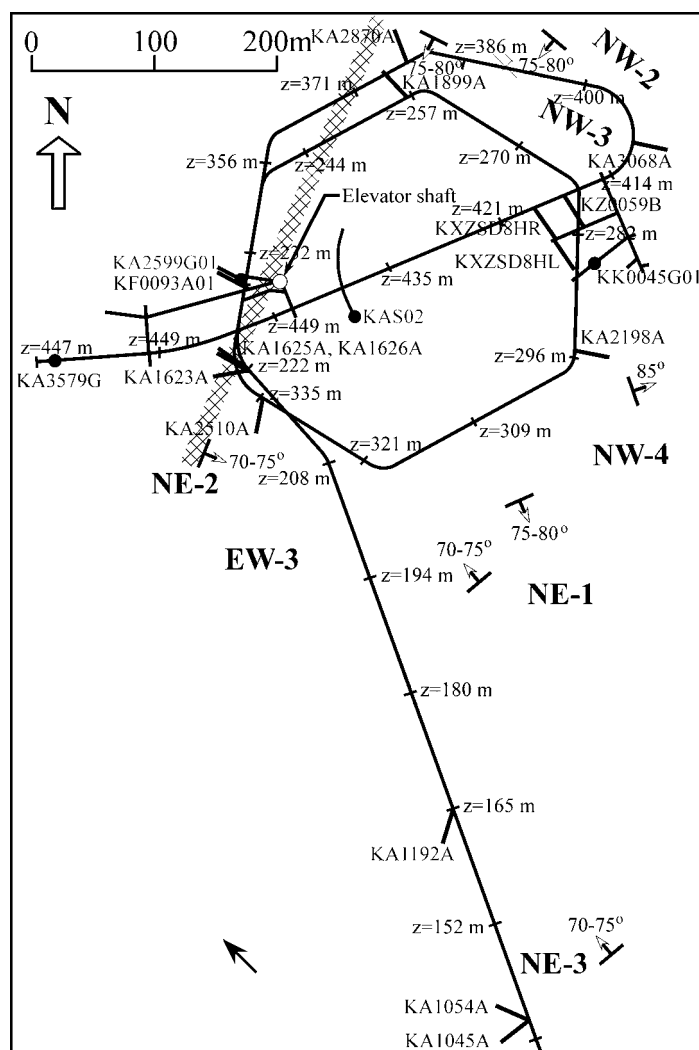
The Integrated Stress Determination Method, ISDM [Cornet, 1993a]), is a powerful tool for determination of the regional stress tensor from *in situ* measurements of local stress tensors using a wide variety of stress measuring techniques. This study presents new developments of the ISDM: The stress field may be described with up to 12 model parameters and is applicable to data from hydraulic fracturing, hydraulic tests of pre-existing fractures (HTPF), CSIR- and CSIRO HI-type of overcoring devices, as well as to combined data sets. Furthermore, in combined data sets, the hydraulic data may be used to constrain the average elastic parameters, Young's modulus and Poisson's ratio. The new ISDM developments were applied to the extensive and recently re-analyzed rock stress data from the Äspö HRL. The results reveal a good fit between measured and calculated stress data. The results also indicate that the regional NE-2 fracture zone influences the stress field, dividing the stress data into a NW and a SE stress domain.

1. Introduktion

Kunskap om det rådande regionala spänningsfältet är viktig för många bergmekaniska problemställningar, eftersom spänningsfältet ofta utgör randvillkor i bergmekaniska analyser. Resultat från spänningsmätningar *in situ* representerar punktvisa uppskattningar av lokala spänningstensorer i en bergvolym som generellt är betydligt mindre än det bergmekaniska problem man vill undersöka. Den regionala spänningstensor bestäms generellt genom analys av en grupp av lokala tensorer. Normalt kan man

dock inte medelvärdesbilda lokala tensorer på grund av stora inbördes variationer [Amadei och Stephansson, 1997]. Primärt orsakas dessa av diskontinuiteter i bergmassan varför en syntes av flera lokala tensorer till en regional tensor kräver stor försiktighet. Eftersom den regionala tensorn involverar stora bergvolymer är det inte tillräckligt att enbart inkludera den lokala tensors sex oberoende komponenter. Den regionala spänningstensorn beskrivs därför av sex funktioner av rumsliga koordinater [Cornet, 1993b]. En av metoderna för regional spänningsbestämning, den integrerade spänningsmetoden (ISDM), redovisas i denna artikel med applicering på Äspölaboratoriet.

Vid Äspölaboratoriet utanför Oskarshamn (Fig.1), som ägs och drivs av Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB), har ca 100 hydrauliska mätningar och 140 överborrningsmätningar utförts sedan slutet av 1980-talet (se [Ask, 2004a] för referenser).



Figur 1. Översiktsfigur över Äspölaboratoriet med borrhål där hydrauliska data och överborrningsdata insamlats. Även större diskontinuiteter i bergmassan är markerade (modifierad efter Reinecker mfl [2003] och Rhén m fl [1997]).
Overview map of Äspö HRL where boreholes in which hydraulic and overcoring data have been collected as well as major discontinuities in the rock mass are displayed (modified after Reinecker et al. [2003] and Rhén et al. [1997]).

I denna studie ingår enbart data i omedelbar närhet till laboratoriet samt de data som inte är påtagligt influerade av det sekundära spänningsfältet kring tunnelbyggnationen. Vidare har modelleringstudier visat att den regionala sprickzonen NE-2 påverkar spänningsfältet vid Äspölaboratoriet (t ex Hakami [2003], Fig. 1), vilket senare konfirmerats vid analys av överborrningsdata (t ex [Ask, 2004a]). Av den anledningen uppdelades den kvarstående datamängden i en nordvästlig och en sydostlig spänningsdomän. Datamängden återges inte i detalj i denna artikel men finns sammanfattad i t ex Ask [2004a].

Det primära målet med denna artikel är att presentera en vidareutveckling av den integrerade spänningsmetoden (ISDM). Denna nya teknik innebär att spänningsfältet kan beskrivas med 12 parametrar, vilket motsvarar den fulla spänningstensorn som en funktion av djupet. Metoden är applicerbar på data från hydraulisk spräckning, hydrauliska tester på existerande sprickor, överborrningsdata från CSIR- och CSIRO HI-typ av celler, liksom på olika kombinationer av dessa datatyper. Som option, då en kombinerad datamängd med hydrauliska data och överborrningsdata föreligger, kan de elastiska parametrarna bestämmas. Det andra målet med artikeln är att presentera resultat från applicering av metoden på utvalda data från Äspölaboratoriet.

2. Kort beskrivning av dataanalys

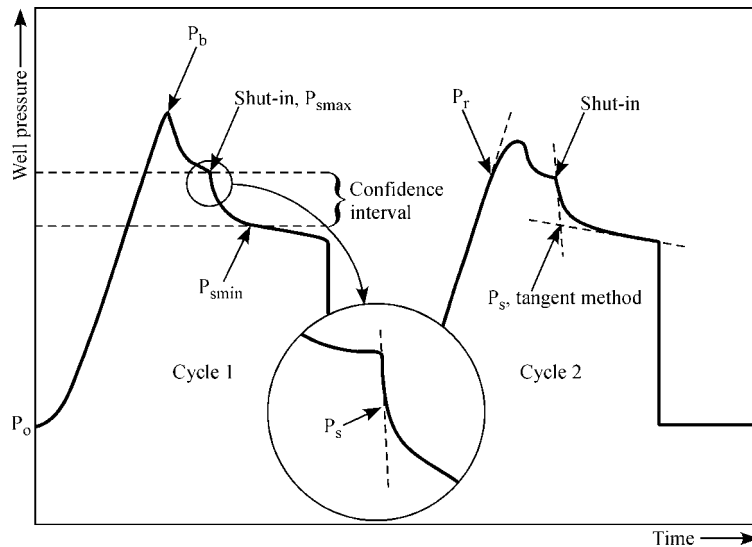
Vid tillämpning av den integrerade spänningsmetoden antas att alla mätdata är normalfördelade, dvs att de kan beskrivas med förväntat värde, varians samt kovarians med andra data. Analysen av hydrauliska data samt överborrningsdata kräver således information av ingående osäkerheter, vilket redogörs för nedan.

2.1 *Hydraulisk spräckningsdata*

En hydraulisk spräckningsmätning involverar trycksättning av ett isolerat intervall i ett borrhål tills berget spricker. Denna spräckning följs av ett antal återöppningsförsök av sprickan. Under sådana mätningar mäts och registreras, analogt och/eller digitalt, trycket som en funktion av tiden (Fig. 2). Trycket som krävs för spräckning av berget, spräcktrycket P_b , definieras som det maximala trycket, medan det tryck som krävs för återöppning av sprickan, återöppningstrycket P_r , normalt definieras av den punkt där tryck-tid-kurvan börjar avvika från linjäritet (Fig. 2).

Efter spräckning eller återöppning stängs det hydrauliska systemet, varvid ett tryckfall observeras i testsektionen som ett resultat av att friktionsförluster försvinner och genom att överskottsvätskan i systemet går ut i berget. Tryckfallet används för att tolka stängningstrycket P_s , som motsvarar den minsta spänningen vinkelrätt borrhålet i det fall axiella sprickor inducerats [Amadei och Stephansson, 1997].

I denna studie har två tumregler tillämpats vid bestämningen av stängningstrycket. Den första innebär att sprickradien bör överstiga tre borrhålsradier och den andra att första cykeln som uppfyller kravet på minimiradie används för bestämning av stängningstrycket. Den första regeln är baserad på kravet att sprickan skall vara tillräckligt stor för att motsvara spänningen i berget och inte den spänning som råder lokalt kring borrhålet.



Figur 2. Tryck-tid diagram från en hydraulisk spräckningsmätning och bestämning av normalspänning och dess standardavvikelse. Vid den första cykeln används "inflection point method" [Gronseth och Kry, 1983] och i den andra tangentmetoden [Enever och Chopra, 1989] (efter Ask [2004a]).

Pressure-time record from a hydraulic fracturing measurement and determination of the normal stress and its standard deviation. The first and second cycle uses the inflection point method [Gronseth och Kry, 1983] and the tangent method [Enever and Chopra, 1989], respectively (after Ask [2004a]).

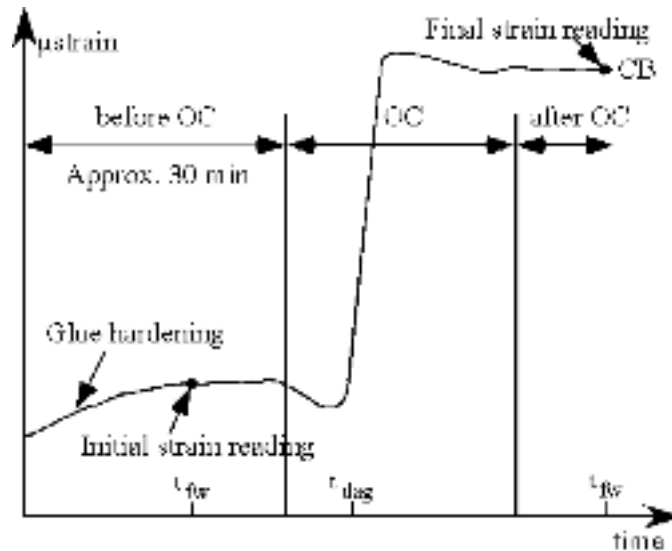
Den andra regeln tar hänsyn till att sprickan propagerar in i berget vid varje trycksättning. Denna propagering kan vara olinjär vilket innebär att sprickan kan få en annan orientering längre in i berget jämfört med den orientering som indikeras på borrhålsväggen i testsektionen. Dessutom kan sprickan möta en annan spricka längre in, med annorlunda hydrauliska egenskaper. De inducerade sprickornas orientering och standardavvikelse bestämdes med hjälp av en orienterad avtrycksmanschett.

2.2 Överborrningsdata

Överborrningsmetoden är baserad på kärnborring med en större dimension över ett mindre koaxialt borrhål i vilket ett mätinstrument är installerat. Under överborrningen avlastas helt eller delvis ett cylinderformat bergprov från omgivande spänningsfält och motsvarande deformation eller töjning mäts [Amadei och Stephansson, 1997].

Vid Äspölaboratoriet har fyra olika överborrningsceller använts: (1) en CSIRO HI-cell med 9 givare; (2) en tjock CSIRO HI-cell med 12-givare; (3) en tunn CSIRO HI-cell med 12-givare och (4) en CSIR-cell med 9 givare (Borre Probe). Konfigurationen av töjningsgivarna inkluderar axiella givare, tangentiella givare och givare orienterade $\pm 45^\circ$ från borrhålsriktningen.

Töjningarna som använts för spänningsberäkning utgör skillnaden mellan avläsning vid stabila punkter före och efter överborrningsfasen (se Fig. 3). Standardavvikelsen bestämdes genom observerad variation för givare med samma eller liknande orientering (se t ex Ask [2004a]).



Figur 3. Schematisk bild över töjningsrespons av töjningsgivare under överborrning. Den största responsen sker när borrkronan passerar givaren (t_{dag}). Tidsintervallet före överborrning används för att verifiera limning av givare. t_{fw} och CB anger start/stop av spolvatten respektive knäckning av kärnan (modifierad efter [Ask, 2003]).

Schematic response of a tangential strain gauge versus time during overcoring. The strongest strain response occurs at t_{dag} , i.e. when the drill bit is at the position of the strain gauge. The time interval before overcoring is presented with the glue hardening process. t_{fw} and CB denote the time when flush-water is activated/terminated and the core breaks, respectively (modified after [Ask, 2003]).

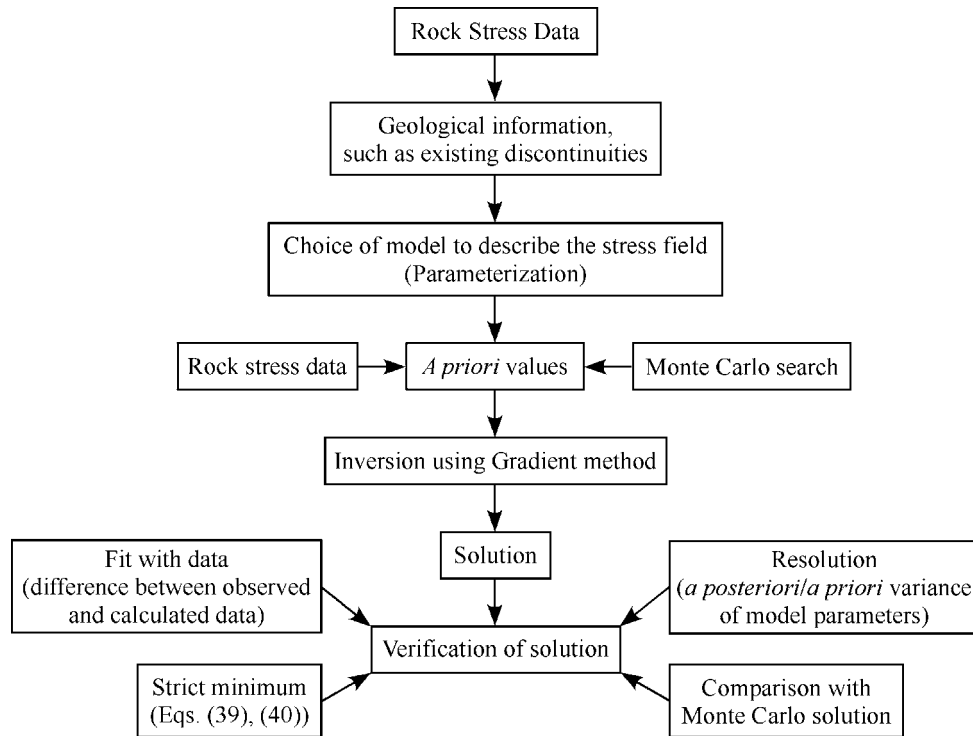
3. Den integrerade spänningsmetoden och nytutveckling av denna

Den integrerade spänningsmetoden inkluderar ett antal delsteg som måste beaktas: (1) antalet och typen av mätdata bestämmer hur parameteriseringen av bergmassan skall utformas; (2) bergvolymen, som definieras av fördelningen av mätdata, undersöks med hänsyn till homogeniseringskriteriet, dvs diskontinuiteter kan betyda att bergmassan måste indelas i mindre delvolym; (3) val av beräkningsalgoritm (i denna studie används en minsta-kvadrat-metod kallad Gradientalgoritmen); (4) *a priori*-värden för Gradientalgoritmen bestäms av mätdata och/eller genom Monte Carlo-simulering (i denna studie); och slutligen (5) lösningen verifieras (Fig. 4). Om datamängden består av flera typer av data kan det dessutom vara lämpligt att inkludera misfitfunktioner. Detaljer angående detta ges i t ex Ask [2004a; 2004b].

Bergmassan i vilken mätningarna utförts diskretiseras till subvolym i vilken spänningsfältet approximeras av första ordningens linjära expansion [Cornet, 1993a]. Spänningen i punkten X^m av den m :te mätpunkten ges då av:

$$\sigma(X^m) = \sigma(X) + (x^m - x)\alpha^{[x]} + (y^m - y)\alpha^{[y]} + (z^m - z)\alpha^{[z]} \quad (1)$$

där $\sigma(X^m)$ och $\sigma(X)$ är spänningstensorerna i punkterna X^m respektive X och $\alpha^{[x]}$, $\alpha^{[y]}$ och $\alpha^{[z]}$ är andra ordningens symmetriska tensorer som beskriver gradienterna i x-, y- och z-riktningarna.



Figur 4. Tillvägagångssätt för spänningsbestämning med den integrerade spänningsmetoden baserat på Gradientalgoritmen. Spänningsdata och geologisk information definierar parameteriseringen av bergmassan. *A priori*-värden vid användandet av Gradientalgoritmen bestäms av tillgängliga spänningsdata och/eller från resultat av Monte Carlo-simulering (i denna studie). Slutligen verifieras lösningen med hjälp av fyra metoder [Ask, 2004b].

Approach for stress determination using the ISDM based on the Gradient method. The rock stress data and the geological information control the parameterization of the stress field in the rock mass. A priori values for the Gradient method are derived from available stress data and/or from Monte Carlo simulations (applied in this study). When a solution has been found, it is verified using four methods [Ask, 2004b].

Första ordningens approximation av spänningsfältet kräver således bestämning av 22 parametrar. Om datamängden är för liten för detta kan ett antal förenklande antaganden göras som reducerar antalet okända parametrar: (1) laterala spänningsgradienter är noll; (2) en huvudspänning är vertikal i hela bergvolymen; (3) om 2 gäller kan bergmassans densitet bestämmas genom mätningar på kärnor; (4) ingen rotation av huvudspänningarna sker (i små bergvolymen); och (5) spänningsfältet är kontinuerligt upp till markytan.

Vid appliceringen av den integrerade spänningsmetoden på Äspölaboratoriet har antagits att topografiska effekter och laterala spänningsvariationer kan försummas samt att bergmassan på var sin sida om NE-2 zonen är homogen. Därmed innehåller ekvation 1 endast 12 okända parametrar och kan uttryckas enligt:

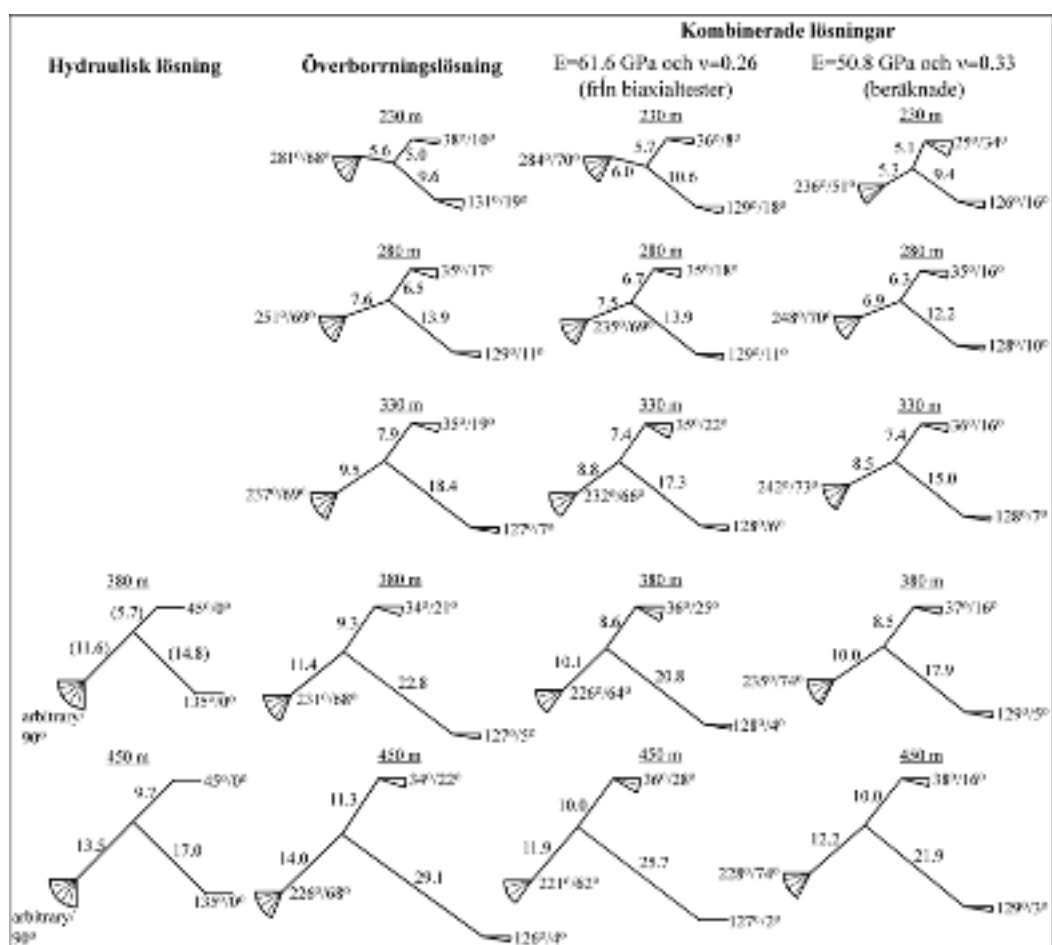
$$\sigma(X^m) = \sigma(X) + (z^m - z)\alpha^{[z]} \quad (3)$$

Denna parameterisering motsvarar den fulla spänningstensorn som en funktion av djupet.

4. Resultat från Äspölaboratoriet

4.1 Nordvästra spänningsdomänen

Från domänen nordväst om sprickzonen NE-2 finns 19 hydrauliska spräckningsdata respektive 27 överbörningsdata. Lösningen med enbart hydrauliska spräckningsdata presenteras i Fig. 5 och involverar endast horisontalspänningar som funktion av djupet pga att det endast finns ett mycket begränsat antal sprickkombinationer i denna typ av data (endast σ_h , α_h och deras orientering kan bestämmas tillförlitligt). Resultaten indikerar att σ_H uppgår till 17.0 MPa, σ_h till 9.7 MPa och σ_v till 13.5 MPa, medan orienteringen av σ_H är 135°N vid 450 m djup.



Figur 5. Tredimensionellt spänningstillstånd i den nordvästra spänningsdomänen vid Äspö HRL. Spänningarna ses från ovan och är roterade på horisontalplanet. Längden på varje spänningsvektor är proportionerlig mot spänningmagnituden, orienteringen motsvarar riktningen på huvudspänningen och den solfjädersliknande symbolen beskriver stupningen av respektive vektor från horisontalplanet (modifierad efter Ask [2004b]).

Three-dimensional state of stress in the NW stress domain, Äspö HRL. Stresses are viewed from above and rotated onto the horizontal plane. The length of each stress vector is proportional to the corresponding magnitude, the orientation of each stress vector corresponds to the trend of the principal stress, and the fan-shaped symbol describes the dip of the stress vector from the horizontal plane (modified after Ask [2004b]).

Lösningen med data enbart från överborrning, som inkluderar mätresultat från sju borrhål, stämmer väl överens med resultat från enskilda borrhål samt för medel av borrhål med god upplösning av okända parametrar. Största huvudspänningen, σ_1 , når 29.1 MPa och är orienterad 126°N med en stupning av 4° från horisontalplanet vid 450 m. Motsvarande värden för mellanliggande, σ_2 , och minsta, σ_3 , huvudspänningar är 14.0 MPa, 226°N, och 68° respektive 11.3 MPa, 34°N, och 22° (Fig. 5). I hela djupintervallet (230-450 m), är σ_1 och σ_3 subhorisontella med en stupning mellan 4 och 22° från horisontalplanet, medan σ_2 är subvertikal med en stupning kring 68°.

För den kombinerade datamängden finns två lösningar: (1) baserad på kända värden för de elastiska parametrarna ($E=61.6$ GPa och $\nu=0.26$ från biaxialtester; Fig. 5); och (2) baserad på beräknat medelvärde för de elastiska parametrarna, dvs hydrauliska spräckningsdata nyttjades för att bestämma dessa vilket gav $E=50.8$ GPa och $\nu=0.33$ (Fig. 5). Båda lösningarna är tillförlitliga med hänsyn till upplösningen av de okända parametrarna. Lösningarna uppvisar god överensstämmelse sinsemellan med en magnitudskillnad på ca 1 MPa för σ_2 och σ_3 , medan skillnaden i σ_1 -magnitud är större. I det undersökta djupintervallet är σ_1 och σ_3 subhorisontella med stupning mellan 2 och 34° från horisontalplanet medan σ_2 är subvertikal med en stupning mellan 51 och 74°. Under 280 m djup är huvudspänningsriktningarna stabila och indikerar σ_1 kring 128°N.

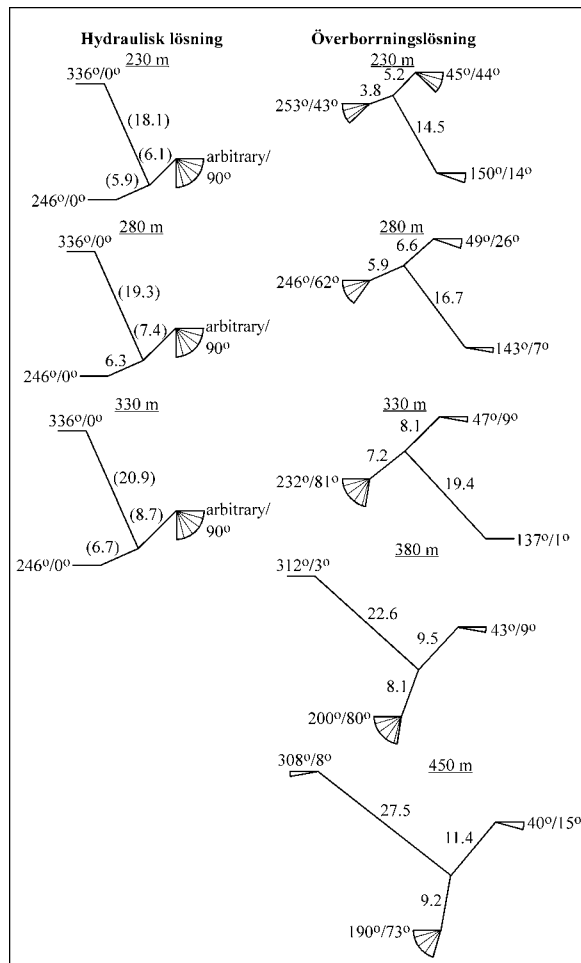
4.2 Sydöstra spänningsdomänen

I domänen sydost om sprickzon NE-2 finns 9 hydraulisk spräckningsdata men med ett stort antal möjliga sprickorienteringar som gör lösningen mera osäker, och endast σ_h vid 280 m djup ansågs tillförlitlig [Ask, 2004a; 2004b]. Vidare uppvisar överborrningsdata relativt stora punktvisa variationer och enbart data från CSIRO HI mätningar användes för spänningsberäkning. Resultaten presenteras i Fig. 6 och indikerar liknande spänningsmagnituder som i den nordvästra domänen, men med en relativt kraftig rotation av spänningarna mot djupet. Största huvudspänningen, σ_1 , når 27.5 MPa och är orienterad 308°N med en stupning av 8° från horisontalplanet vid 450 m. Motsvarande värden för mellanliggande, σ_2 , och minsta, σ_3 , huvudspänningar är 11.4 MPa, 40°N, och 15° respektive 9.2 MPa, 190°N, och 73° (Fig. 6).

Inversioner med kombinerad datamängd i den sydöstliga domänen var inte möjliga med acceptabel upplösning på de okända parametrarna pga för stora skillnader i resultat mellan hydrauliska data och överborrningsdata.

5. Diskussion och slutsats

Vidareutvecklingen av ISDM-teorin har varit framgångsrik och metoden kan i sin utvecklade form med fördel användas för spänningsberäkning då en stor mängd olika datatyper föreligger. Planering för ytterligare utveckling av metoden pågår med syftet att inkludera även andra typer av spänningsinformation, t ex utfall i borrhål, borrhålsinducerade sprickor och reaktiveringar av förkastningar. Appliceringen av tillhörande dataanalys och efterföljande spänningsberäkning har avsevärt ökat tillförlitligheten i karakteriseringen av det rådande spänningsfältet vid Äspölaboratoriet (se Ask [2004a; 2004b]).



Figur 6. Tredimensionellt spänningstillstånd i den sydöstra spänningsdomänen vid Äspö HRL [Ask, 2004b].
Three-dimensional state of stress in the SE stress domain, Äspö HRL [Ask, 2004b].

De snarlika värdena på de elastiska parametrarna vid den kombinerade inversionen i den nordvästliga domänen var förväntade, eftersom hydrauliska spräckningsdata indikerar liknande magnituder som överbörningsdata. Lösningen med kända elastiska parametrar från biaxialtester bedöms dock som mer tillförlitlig än lösningen där de elastiska parametrarna beräknades, eftersom antalet hydrauliska spräckningsdata är relativt litet och täcker ett begränsat djupintervall (ca 380-500 m djup).

Båda lösningarna med kombinerad datamängd i den nordvästliga domänen uppvisar god överensstämmelse med överbörningsdata, vilket är ett resultat av att denna datamängd är betydligt större än mängden hydrauliska spräckningsdata. Skillnaden mellan lösningarna med kombinerad datamängd är nästan uteslutande ett resultat av de olika värdena på de elastiska parametrarna. Endast vid 450 m djup, där den övervägande majoriteten av hydrauliska spräckningsdata finns, uppvisas en påverkan genom att σ_3 i de kombinerade lösningarna motsvarar σ_h i den hydrauliska lösningen.

De erhållna lösningarna för den nordvästra domänen liksom lösningarna för den sydöstra domänen på större djup (och därmed närmare zonen, se Ask [2004a, 2004b]) indikerar att σ_1 stupar mellan 2 till 19°, med en stupningsriktning kring 128°N. Detta

innebär att σ_1 är vinkelrät mot sprickzon NE-2, medan σ_2 : σ_3 -planet sammanfaller med zonen (NE-2:ans strykning/stupning är 21°N/77°).

Anslagsgivare och tack

Detta arbete finansierades av Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB). Ett stort tack riktas till Francois Cornet och Ove Stephansson för handledning under utvecklandet av ISDM. Kommentarer på manuskriptet togs tacksamt emot från Jonny Sjöberg, Lennart Ekman och Rolf Christiansson

Referenser

- Amadei, B. and Stephansson, O. *Rock Stress and Its Measurements*, Chapman and Hall Publ., London, 1997.
- Ask., D. Evaluation of measurement-related uncertainties in the analysis of overcoring rock stress data from Äspö HRL, Sweden: a case study. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 40, 2003, p. 1173-87.
- Ask, D. New developments of the integrated stress determination method and application to the Äspö Hard Rock Laboratory, Sweden. Doctoral thesis Royal Institute of Technology, Stockholm. ISSN 1650-8602, ISBN 91-7283-744-6, 2004a.
- Ask, D. New developments of the Integrated Stress Determination Method and application to rock stress data at the Äspö HRL. Submitted to *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 2004b.
- Cornet, F.H. The HTPF and the integrated stress determination methods. In: *Comprehensive Rock Engineering*, 3, (J. Hudson, Ed.). Pergamon Press, Oxford, 1993a, p. 413-32.
- Cornet, F.H. Stresses in rock and rock masses. In: *Comprehensive Rock Engineering*, 3, (J. Hudson, Ed.). Pergamon Press, Oxford, 1993b, p. 297-327.
- Cornet, F.H., Wileveau, Y., Bert, B., and Darcy, J. Complete stress determination with the HTPF tool in a mountainous region. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 34, 1997, p. 497.
- Enever, J., and Chopra, P.N. Experience with hydraulic fracturing stress measurements in granites. Proceeding International Conference on Rock Stress and Rock Stress Measurements (Stephansson Ed.), Stockholm. Centek Publisher, Luleå, 1989, p. 411-20.
- Hakami, H. Update of the rock mechanical model 2002. SKB International Progress Report, IPR-03-36, Stockholm, 2003.
- Gronseth, J.M. and Kry, P.R. Instantaneous shut-in pressure and it's relationship to the minimum in-situ stress. Proceeding from the Hydraulic fracturing Stress Measurements, Monterey, National Academy Press, Washington DC, 1983, p. 55-60.
- Reinecker, J., Heidbach, O. and Mueller, B. The 2003 release of World Stress Map, (available online at www.world-stress-map.org), 2003.
- Rhén, I., Gustafson, G., Stanfors, R. and Wikberg, P. Äspö HRL – geoscientific evaluation 1997/5. Models based on site characterization 1986-1995. SKB Technical Report, TR-97-06, Stockholm, 1997.
- Tarantola A. and Valette B. Generalized non-linear inverse problem solved using the least square criterion. *Rev. Geophys. Space. Phys.*, 20, 1982, p. 219-32.

ÄSPÖ PILLAR STABILITY EXPERIMENT

J. Christer Andersson, Svensk Kärnbränslehantering AB

1 Sammanfattning

Svensk Kärnbränslehantering AB genomför Äspö Pillar Stability Experiment på 450 meters nivån vid Äspö HRL. Huvudmålsättningarna med experimentet är att demonstrera vår förståelse för sprött brott (spjälkning) i en sprucken bergmassa samt effekten av ett mothållande tryck (återfyllnad) på bergmassans brottmekanismer. Bergmassan som studeras är en 1 meter bred pelare mellan två vertikala cylindriska borrhål med en diameter på 1,8 meter. Deformationer, temperatur samt akustisk emission mättes under en lastcykel som påbörjades i det elastiska responsområdet och avslutas när berget gått i brott. De preliminära analyser som genomförts visar att spjälkhållfastheten i bergmassan är cirka 119 MPa. Det mothållande trycket i ett av de två hålen hade en stor effekt på hållfastheten och förhindrade i princip skador i randen av det trycksatta hålet. 900 akustiska händelser uppmättes nära randen av det hålet jämfört med 13 000 nära randen av det öppna hålet. Intensiteten av de akustiska händelserna i bergmassan kunde korreleras till deformationer i hålväggen på det öppna hålet som skedde i princip momentant. Deformationsmätningarna visar att när spjälkningsfronten närmar sig en mätpunkt kontraheras först berget fram till den tidpunkt då spjälkningen inträffar. Detta fenomen beror troligen på den verkliga tredimensionella spänningsavlastning som inträffar i samband med spjälkningsprocessen.

2 Abstract

The Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. is carrying out the Äspö Pillar Stability Experiment at the 450-m-level of the Äspö Hard Rock Laboratory. The major objectives of this experiment are to demonstrate our understanding of brittle failure (spalling) in a fractured rock mass and the effect of confinement (backfill) on the brittle failure process. The rock mass that is studied is a 1-m-wide pillar between two 1.8-m-diameter vertical cylindrical boreholes. During the experiment displacements, temperature, and acoustic emission events were monitored through a loading cycle that started in pre-peak, i.e., elastic range and ends in the post-peak range. Preliminary analyzes that have been performed indicates that the spalling strength of the rock mass is approximately 119 MPa. The confinement pressure had a significant impact on the rock mass behaviour and practically suppressed damage in the rock adjacent to pressurized hole, e.g., 900 acoustic events was located in the rock adjacent to the confined hole compared to 13 000 events in the rock adjacent to the open hole. The intensity of acoustic events in the rock mass were correlated to displacements measured on the wall of the open borehole. The deformation measurements indicate that as the spalling process approaches a monitored point the rock initially contracts before brittle

failure (slabbing and dilation) starts. This phenomena is likely related to the three-dimensional nature of the stress relief associated with the spalling process.

3 Introduction

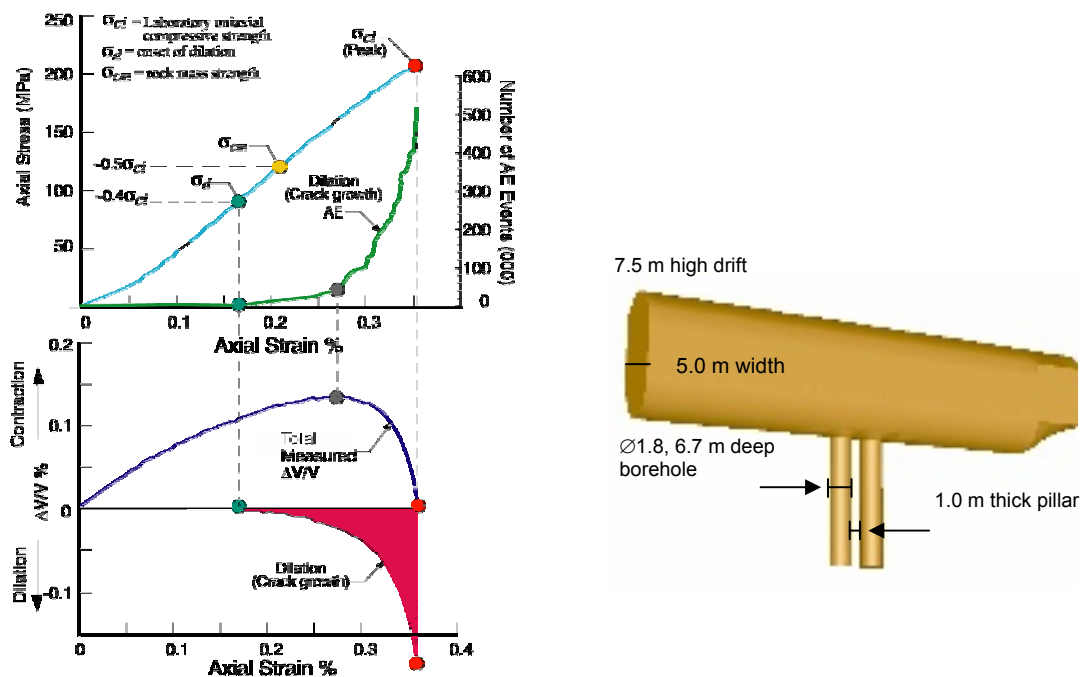
The Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company (SKB) is responsible for the disposal of spent nuclear fuel in Sweden. At the depths of a nuclear waste repository (400 to 700 m) two modes of instability may be encountered around underground openings: (1) gravity induced falls-of-ground, and (2) stress-induced brittle failure (spalling).

Stress-induced instability is commonly encountered in the mining industry at great depth or high extraction ratios and is traditionally analyzed using empirical methods. It is unknown if these methods are applicable at the depths proposed for a nuclear waste repository in typical rocks of the Scandinavian shield. Hence, SKB is conducting the Äspö Pillar Stability Experiment (APSE) to: (1) demonstrate our current capability to predict brittle failure (spalling) in a fractured crystalline rock mass, (2) demonstrate the effect of backfill (confining pressure) on the brittle failure response, and (3) compare the 2D and 3D mechanical and thermal predicting capabilities of existing numerical models. The rock mass that is being studied in the experiment is a 1m-thick pillar between two 1.8-m-diameter vertical boreholes (6.7-m-deep). The diameter of these boreholes is the same as that proposed for the deposition holes in SKB-KBS3 type repository but spaced only 1m apart.

Displacement, acoustic emission and temperature monitoring was used to track the initiation of stress-induced failure as well as the spalling process. The objective with these measurements was to provide a better understanding of the brittle failure process in a fractured rock mass in a confined and unconfined state.

4 Experiment layout

The experiment was designed to study the behaviour of the rock mass (pillar) as it was stressed from the pre-peak (elastic) to the post-peak (spalling). Hence it was therefore important to ensure that the pillar was still responding elastically when the instruments for the displacement measurements were installed. To achieve this, the stresses in the experiment volume were increased in three controlled steps. The first two steps (tunnelling and boring of the large holes) induce secondary stresses in the pillar. The third step increased the stress magnitude in the pillar by thermally induced strains. A graph of stress versus strain and the associated micro fracturing rate is illustrated in Figure 1 as well as the geometrical layout of the geometry of the access drift with the pillar between the two large boreholes.



Figur 1. Samand mellan last, töjning och dilatation för laborietester av granit. För AECL:s Mine-by Experiment var bergmassans hållfasthet $\sim 0.5\sigma_{ci}$. Dilatation i bergmassan inducerades vid $\sim 0.4\sigma_{ci}$ /Martin & Read 1996/. Höger: experimentortens geometri med den 1 meter tjocka pelaren..
Relationship between stress, strain and dilation in laboratory samples of granite. At AECL's Mine-by Experiment the rock mass strength was $\sim 0.5\sigma_{ci}$ and the onset of dilation in the rock mass occurred at $\sim 0.4\sigma_{ci}$ /Martin & Read 1996/. Right: geometry of the experiment drift and 1-m-thick pillar.

4.1 Drift and borehole geometries

The most important way to control the stress magnitudes in the experiment volume was the orientation of the experiment drift and its geometry. The first step was to maximize the tangential stresses on the boundary of the drift by orienting it perpendicular to σ_1 and arch the floor with a radii of 2.5m. The second step to further induce the secondary stresses in the pillar was the spacing of the 1.8-m-diameter holes. A series of three dimensional elastic analyses using Examine3D were carried out to determine the most suitable pillar spacing. The drilling of the two holes increased the stress by a factor of 5.2 times the far-field σ_1 1m below the tunnel floor. To ensure that brittle failure initiated it was assessed that another 30 MPa could be added to the tangential stress at the boundary of the pillar. This third stress increase was added by a thermal component induced by electrical heaters.

4.2 Geotechnical setting

The experiment was carried out in slightly fractured Äspö diorite, which is the main rock type at Äspö HRL. The Q value ranges from 2 to 200 with a mean of 18. An extensive laboratory programme was performed to give the best possible rock mass properties for the predictive numerical modelling. A total of 14 boreholes were cored to a depth of approximately 7.5m around the pillar volume and laboratory tests were performed on 37 samples. Uniaxial and triaxial strength, thermal properties and fracture properties were determined /Staub et al., 2004/ and a summary is presented in Table 1. The Crack Initiation Stress (CIS) was interpreted using strain gauges and acoustic emission. The spalling strength of the rock mass had previously been estimated to be approximately 100 MPa /Andersson & Martin 2004/.

UCS [MPa]	CIS [MPa]	Rock mass deformation modulus [GPa]	Poisson's ratio
210	121	55	0.26

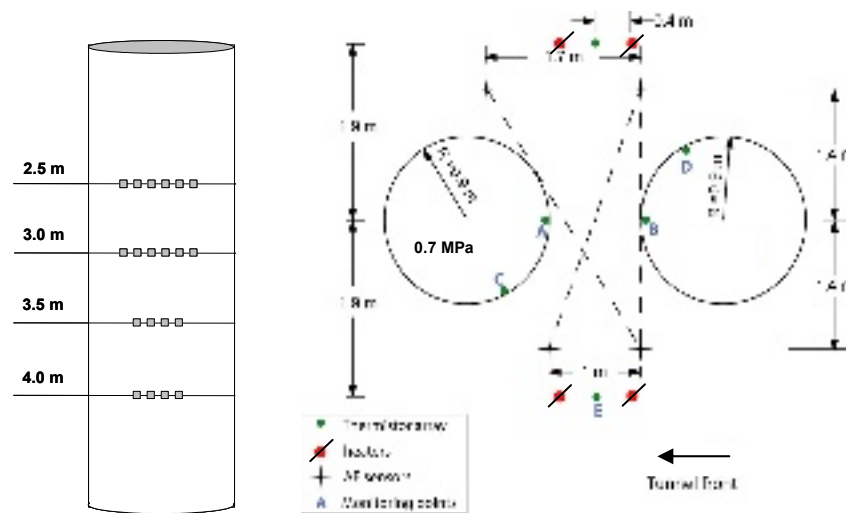
Tabell 1. Mekaniska parametrar för berget i experimentområdet.
Mechanical parameters for the rock in the experiment volume.

The pillar stability experiment was carried out close to a volume where extensive rock stress measurements had been performed earlier /Christiansson & Janson, 2002/. Convergence measurements carried out during the excavation of the experiment drift were also used to estimate the in situ stress /Staub et al. 2004/. The back-calculated major principal stress (30 MPa) from the convergence measurements was in agreement with the borehole measurement results.

5 Monitoring

An extensive monitoring programme was used during the experiment. The monitoring data was collected for comparison with the numerical predictions. The level of redundancy was therefore quite high for the different type of measurements. The monitoring system is described in detail in /Andersson & Eng, 2005 and Pettitt et al. 2005/.

Three major types of measurements were carried out: (1) temperature, (2) displacement and (3) acoustic emission monitoring. A plan view of the instrumentation in relation to the large boreholes as well as the locations of the electrical heaters is presented in Figure 2. Included in the figure is also a vertical projection of the hole wall showing the vertical locations of the temperature and displacement monitoring instruments.



Figur 2. Vertikalsnitt där positionerna för LVDT givarna anges samt planvy av delar av instrumenteringen i relation till de stora borrhålen och de elektriska värmarna.
Vertical profile where the LVDT positions are marked and layout of the instrumentation in relation to the large boreholes and the heaters.

Two types of Linear Variable Differential Transformers, LVDTs were used for the displacement monitoring. The major difference between the two types is the measuring range which directly affects the resolution of the instruments.

Symmetrically placed thermocouples around the experiment volume made it possible to monitor if the temperature was evenly distributed in the rock mass, the heaters could be individually adjusted to provide as uniform temperatures as practical.

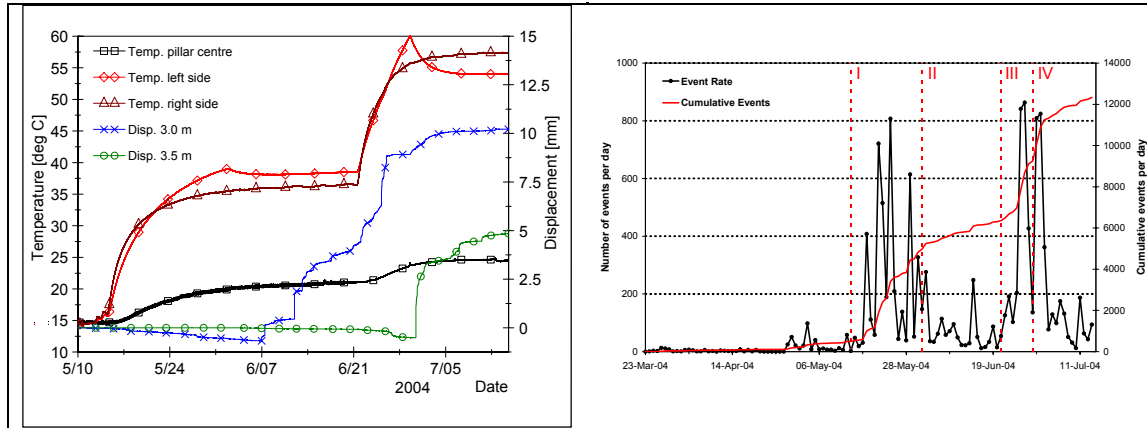
The acoustic emission (AE) system was spaced to provide as good a coverage of the open hole wall as possible. The accuracy of the events triangulated from the released energy during rock fracturing was assessed by /Pettitt et al. 2005/ to be approximately 5cm. The smallest detectable magnitudes was similar to the energy released by a pencil lead breaking on the hole wall. The AE-system was installed before the drilling of the first large borehole and used to monitor the rock mass throughout the duration of the experiment.

During the heating phase of the experiment visual inspection of the open hole was carried out to take photographs, check the LVDTs and map the extent of the spalling as it propagated.

6 Schedule and general observations

The heaters were activated May 14, 2004. A few days thereafter spalling initiated giving a high AE event rate for approximately two weeks. The v-shaped notch, which resulted from the spalling process, had then progressed to a depth of approximately 2.5 meters below the tunnel floor. The reason the spalling propagation stopped was that the temperature increase in the rock mass around the pillar stopped. This steady state was reached earlier and at lower temperature than what the modelling predictive. The total initial effect of the 4 heaters was 5 200W or 200W/m heater. To initiate the spalling

again and force the notch further down the hole the heaters were increased to 8 600W. A few days thereafter the spalling started up again and the notch reached a new steady state at 5m depth in early July. The thermal output from the heaters was maintained until the AE-activity rate was relatively low (Figure 3).



Figur 3. Vänstra figuren visar temperaturutvecklingen mellan respektive värmarpar samt i centrum av den öppna hålväggen på 3 m djup. Högra figuren redovisar den akustiska aktiviteten. Vid (III) höjdes effekten till 8 600 W.

The left figure presents the temperature development between each heater pair and in the centre of the open hole wall at 3m depth. The acoustic activity is presented in the right figure. At (III) the effect was increased to 8 600W.

In the open hole spalling had occurred down to almost 2m during the drilling of that hole from the excavation-induced stresses. Shortly after the heaters were activated May 14 the acoustic system picked up events which indicated that the spalling was initiated. After approximately two months of additional thermal loading the spalling had progressed to 5m depth in the hole and the experiment was terminated at a steady state.

The following observations were noted as the v-shaped notch migrated down the borehole: 1) Below the notch tip small rock slabs (chips) started to form, the first indication of dilation. The size of these chips was approximately a quarter of a finger nail and very thin. After a while larger thin chips of coin size became visible. 2) Discrete fractures started to form. The fractures became the borders of slabs and ranged in length from a few centimetres to approximately 10cm. 3) More fractures formed creating larger slabs beneath the ones already formed. In the end many slabs were located beneath each other. The dilatation of the rock wall increased as the slabs formed. 4) The notch was located at a certain hole depth until the rock approximately 20cm above it had reached a spalled width at the hole surface of 40 – 50cm. The notch now migrated a bit further and became stable until the spalled width above it reached 40 – 50 cm. In Figure 5 two photographs are presented. One showing the spalling on the rock wall during the experiment and the other is a photograph of the same spot after the removal of the spalled slabs.



Figur 4. Fotografier av instrumentnivån på 3 m. Vänstra fotografiet visar uppsprickningen på grund av spjälkningen innan de lösa bergbitarna plockats ned. Höger fotografiet är taget i samband men nedplockningen av bitarna.
Photographs of the 3m instrument level. Left photograph is the spalling induced fractures before the loose slabs have been removed. Right: during removal of the slabs.

After removal of the slabs the pillar wall was mapped with respect to spalling depth and width. The spalling depths at every 0.5m are summarized in Table 2.

Depth [m]	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Initial spalling depth after drilling [cm]	0	7	8	0	0	0	0	0	0	0
Spalling depth after heating [cm]	0	10	11	11	6	8	8	6,5	6	4

Tabell 2. Spjälkningsdjup före och efter värmningsfasen i relation till håldjupet.
Spalling depth before and after the heating phase in relation to the hole depth.

The displacement monitoring system with the LVDTs worked very well during the experiment. The errors in the measurements were assessed to be $\pm 0.02\text{mm}$ for samples taken a few days apart up to maximum 0.1mm between any two samples taken in the beginning and the end of the heating period. For example the total largest deformation in Figure 4 was 12.8mm at the second plate from the left on the upper row.

The effect of the confinement during the heating phase was very obvious. Approximately 13 000 AE events were recorded in the rock mass adjacent to the open while only 900 AE events were recorded in the rock mass adjacent to the confined hole wall.

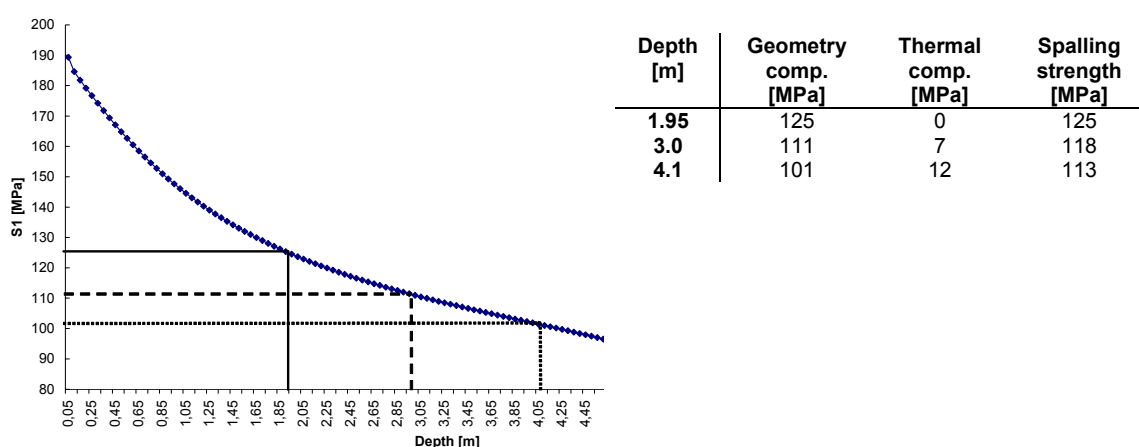
During the experiment the density of acoustic emissions events correlated well with significant changes in displacements. The displacements were monitored within seconds after occurrences of clustered AE-events.

7 Preliminary analysis

At the time of preparing this paper the analysis of the experiment data had recently begun and hence the results might be subjected to minor changes when the analyses are completed.

7.1 Spalling strength

The stress level for the onset of spalling, i.e., the rock mass spalling strength, has been determined at three different borehole depths, 1.95, 3.0 and 4.1m. During the drilling of the second large hole the spalling progressed down to almost two meters depth. Since no heat had been added the stresses at that point were calculated and served as a reference for the other calculations. The onset of spalling at the other two depths was determined with the LVDTs. When they started to show positive displacements (dilation) the time and temperature was picked. The thermal induced stress was then preliminarily assessed by using the predictions in /Fredriksson et al. 2004/. This stress was then added to the geometrical induced stress and the spalling strength could be determined. The elastic tangential stress on the hole wall and the determined spalling strength is presented in Figure 5.



Figur 5. Graf som visar tangentialspänningen på pelarväggen innan värmningen påbörjades samt tabell som redovisar bergets spjälkhållfasthet.

Graf presenting the tangential stress on the pillar wall before the heating started and the table presenting the spalling strength of the rock mass.

As can be seen in the table in Figure 5 the spalling strength of the rock mass can be approximated to 119 ± 6 MPa. The thermal stresses at the 4.1m level will likely be revised to a higher value when the increased thermal component has been properly evaluated. Hence the span of uncertainty in the spalling strength will likely be reduced. Martin and Read (1996) concluded that the onset of spalling in massive homogeneous Lac Du Bonnet granite was approximately 120 MPa. The rock at both sites is granitic with very similar compressive strength and grain size. The major difference is that the rock mass at Äspö contains water bearing fractures. These results suggest that the properties of the intact rock and the mineral grains control the onset of spalling and not the larger scale rock mass properties. Hence laboratory properties may be quite important in evaluating the potential for spalling at a nuclear waste repository in fracture rock.

7.2 Effect of confinement

The confinement pressure was released from the water-filled bladder during July 14 and 15 in 50 kPa decrements, starting at 700 kPa. By accident the pressure was completely

released from 150 to 0 kPa. According to Figure 6 the rock mass did not start to respond to the pressure drop until the confinement pressure was 250 kPa. The most AE events were recorded when the pressure was decreased from 200 to 150 kPa. It is interesting to note that the AE-rate was quite low when the confinement was released from 150 kPa to 0. This indicates that a confinement pressure between 200 to 150 kPa may be the critical limit which is sufficient to change the mode of failure from extensional spalling to shearing and hence increase the rock mass strength.

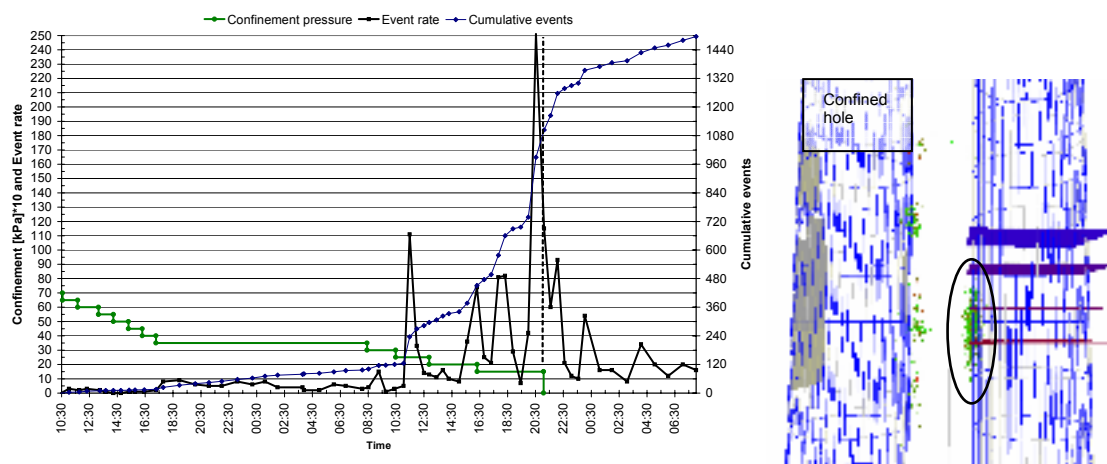


Figure 6. Akustiska händelser i relation till det mothållande trycket. Grafiken till höger visar läget för de akustiska händelserna under trycksänkningen. Huvuddelen lokaliserades mellan instrumentnivåerna på 3,5 och 4,1 meter där stora deformationer samtidigt uppmättes.

Acoustic emissions in relation to the confinement pressure. The graphics to the right indicates the event locations. The major part occurred between the instrument levels at 3.5 and 4m depth. Large displacements were measured at these times.

The right illustration in Figure 6 shows that the acoustic events due to the release of the confinement were associated with the open hole and not the confined one. The stress increase due to the confinement release induced additional spalling in the open hole without damaging the pillar near the confined hole. This was expected since the spalling in the open hole was in a delicate state of equilibrium that could be activated by minor changes in the tangential stresses. The effect the confinement has to be further evaluated before the final conclusions can be drawn.

7.3 *Three-dimensional stress release near the advancing notch tip*

When examining the deformation data one can, in the vast majority of the data, see that the hole wall first contracts, i.e. moves inwards towards the pillar, before the spalling starts. Once spalling starts, this trend reverses and radial deformations move into the hole. The advancing v-shaped notch appears to create this three-dimensional effect. These displacements are small in most of the cases and need additional analyses before they are validated. In four different positions, all situated in the centre of the pillar the radial displacements are 0.3 – 0.7mm which is much more than the instrument error.. It is likely that when spalling occurs above the LVDTs the stresses are re-distributed and

the volume beneath the spalling becomes unloaded. With a hole diameter of 1.8m a stress relief of approximately 60 MPa would give a Poisson's effect of 0.5mm perpendicular to the principal stress direction.

8 Conclusions

The conclusions that can be drawn at this stage of the experiment are:

1. The spalling strength of the fractured Äspö rock mass seems to be consistent and around 119 MPa, very close to what has been found in Canada for massive unfractured Lac du Bonnet granite.
2. The confinement system (water-filled bladder) was suitable for transmitting the confining stress to the rock mass. When reducing the confinement there was almost no effect, as recorded by the number of acoustic emission events, until the pressure was down to 250 kPa. It seems like a confinement pressure between 200 to 150 kPa is a limit for suppressing spalling under the conditions of the experiment.
3. The rock at the tip of the v-shaped advancing notch first contracts before spalling initiates. This might be due to an elastic three-dimensional response caused by the stress re-distribution that takes place at the notch-tip as the notch deepens and advances.

9 Acknowledgements

The author wish to acknowledge the contributions of Derek Martin, Rolf Christiansson, Anders Eng, Håkan Stille, Rickard Karlzén and Hans Wimelius to the Pillar Stability Experiment.

10 References

- Andersson, J.C., C.D. Martin 2004 and Christiansson R. *SKB's Äspö Pillar Stability Experiment, Sweden*. In Proc. Gulf Rocks 2004, the 6th North America Rock Mechanics Symposium (NARMS), held in Houston, Texas, June 5 – 9, 2004.
- Andersson J.C. and A. Eng 2005. *Äspö Pillar Stability Experiment. Final design, Measured data and Observations*. SKB report R-05-02.
- Christiansson R. and T. Janson 2002. *Test with three different stress measurement methods in two orthogonal bore holes*. In Proc. NARMS-TAC 2002. the 5th North American Rock Mechanics Symposium. Toronto, Ontario, July 7 – 10 2002. Edited by R. Hammah, W. Bawen, J. Curran and M. Telesnicki.
- Fredriksson, Anders and Staub, I. and Outters., N. *Äspö Pillar Stability Experiment, Final 2D coupled thermo-mechanical modelling*. SKB report R-04-02.
- Martin, C. D. and R.S. Read 1996. *AECL's Mine-by Experiment: A test tunnel in brittle rock*. In Proc. 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Montreal Edited by M. Aubertin, F. Hassani, and H. Mitri. Vol 1 pp 13-24, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Haycox J.R., W.S. Pettitt and R.P. Young 2005. *Äspö Pillar stability Experiment. Acoustic Emission and Ultrasonic Monitoring*. SKB report R-05-09.
- Staub, I and J.C., Andersson and B., Magnor. *Äspö Pillar Stability Experiment, Geology and mechanical properties of the rock in TASQ*. SKB report R-04-01.

INFLOW INTO EXCAVATIONS – A COUPLED HYDRO-MECHANICAL THREE-DIMENSIONAL STUDY

Diego Mas Ivars, Itasca Geomekanik AB, Solna, Sweden

Summary

Results from inflow experiments in the field show that when going from a slim borehole to a larger diameter hole, the inflow into the larger hole is often less than predicted, and the explanation for this is yet not fully known. A single process or a combination of processes may be responsible for reduction of inflow into the larger diameter holes. In this study a coupled hydro-mechanical, three-dimensional discrete element analysis has been conducted with the objective of gaining a better understanding of the influence of effective stress redistribution induced by excavation and related inflow into a cylindrical opening in a fractured rock mass. Matrix and fracture data from the Äspö Hard Rock Laboratory in Sweden have been used as input for the model. Several aspects related to fracture inflow into underground excavations (uncertainty in rock mass characteristics, relevance of non-linear fracture behaviour and influence of the excavation diameter) have been studied. Results of this study show that stress-permeability coupling is one of the causes for the usually less than expected inflow into larger diameter holes.

1. Introduction

Inflow into excavations is influenced in the near field by a number of processes like stress-permeability coupling, groundwater degassing, bubble trapping, possible turbulence effects, or temperature effects [1,2]. These processes depend on the host rock mass characteristics such as the geometry of fractures in the near field, the mechanical and hydraulic properties of the fractures and the initial stress field.

Due to the complexity of this problem and the processes involved, the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co (SKB) has conducted a number of large field tests where prediction of inflow into tunnels or depositions holes has been a component.

These tests are:

- the Site Characterization and Validation (SCV) Test in Stripa [2],
- the Prototype Repository Test in Äspö HRL [3],
- and the Groundwater Degassing and Two-Phase Flow experiment in Äspö HRL [1].

The results from these field tests show that when going from a slim borehole to a larger diameter hole, the inflow into the larger hole is often less than predicted, and the explanation for this is not known. A single process or a combination of processes may be responsible for a reduction of inflow into the larger diameter holes. One of the processes may be the effective stress redistribution induced by the excavation.

This paper presents a generic numerical study with the aim of better understanding the influence of the hydro-mechanical processes and the different rock mass characteristics involved in the prediction of inflow into excavations of different diameter. Data from

Äspö Hard Rock Laboratory in Sweden has been used whenever possible. However, some of the data has been chosen in order to demonstrate the significance of the different hydro-mechanical processes involved.

2. Conceptual model and numerical experiments

The three-dimensional distinct element code *3DEC* [4] was used to perform the numerical experiments. The latest version of *3DEC* can simulate the coupled hydro-mechanical behaviour of a fractured rock mass treated as an assemblage of discrete deformable blocks, subjected to mechanical stress and hydraulic pressure boundary conditions. In the current version of *3DEC* water flow occurs only along the fractures, (i.e. no matrix flow is included), and follows the cubic law as proposed by Witherspoon et al. [5].

2.1 Model geometry

To better understand the relevance of the different parameters controlling the inflow into excavations, a simple model geometry was considered. The model consists of a rock mass block of $20 \times 20 \times 20$ m with a single sub-vertical fracture intersecting it from side to side. A vertical deposition hole of 8 m length and 2 m diameter is excavated in the centre of the rock cube so that the fracture intersects the hole (Fig. 1).

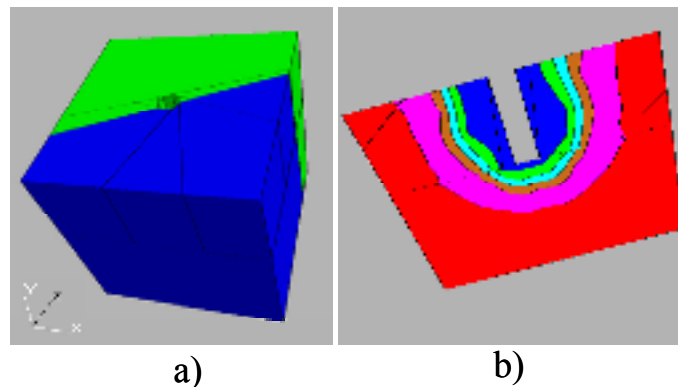


Figure 1. a) Model geometry ($20 \times 20 \times 20$ m); b) Fracture plane with aperture contours.

2.2 Rock mass characteristics and boundary conditions

The intact rock is modeled as an isotropic, homogeneous and linearly elastic material with a density of 2700 kg/m^3 , a Young's modulus of 40 GPa and a Poisson's ratio of 0.22. These values are assumed to be representative of the rock mass in the Äspö HRL [6].

The model has roller boundaries on all sides. In the fracture, the pore pressure gradient is initiated corresponding to a ground water level situated at ground surface. This way, the centre of the model has a pore pressure of 5 MPa corresponding to the hydrostatic pressure at 500 m depth.

The initial stress field is set according to the depth dependent linear model in Eq (1) [7]:

$$\begin{aligned}
\sigma_{xx} &= 0.0373(-z) + 4.3 \text{ [MPa]} \\
\sigma_{yy} &= 0.027(-z) \text{ [MPa]} \\
\sigma_{zz} &= 0.0174(-z) + 3.3 \text{ [MPa]}
\end{aligned} \tag{1}$$

where z is the depth in metres. This way the initial stress magnitudes in the centre of the model were $\sigma_{xx} = 22.95$ MPa, $\sigma_{yy} = 13.5$ MPa and $\sigma_{zz} = 12$ MPa.

2.3 Fracture constitutive models and parameters

The fracture parameters used in the simulations are different for each studied case and are presented along with the results in respective sections.

All the simulations were run considering a Mohr Coulomb (MC) slip model for the fracture behaviour except for the models in Section 3.2 in which a set of simulations run with a MC slip model were compared with a set of simulations run with the non-linear Continuously Yielding (CY) joint model [8].

2.3.1 Mohr Coulomb slip model

In this constitutive model the fracture normal stiffness controls the fracture normal closure/opening due to an increase/decrease in normal effective stress. The Mohr Coulomb model also reproduces the mechanism of dilation/contraction induced during fracture shearing. The fracture shear stiffness controls the elastic shear response of the fracture while the plastic response is controlled by the fracture shear strength. The shear strength depends on the friction angle, the effective normal stress acting on the fracture, and the cohesion. As the fracture slides, dilation/contraction occurs with the associated change in aperture and flow rate. Dilation can be limited in the code by a certain critical shear displacement (U_{cs}) after which dilation becomes zero. With the MC fracture model all the parameters are kept constant during the whole simulation, i.e. fracture stiffness is not stress dependant and friction and dilation are kept constant.

2.3.2 Continuously Yielding joint model

The Mohr Coulomb fracture slip model essentially captures the fracture behaviour over a specified limited range of effective normal stress over which the fracture parameters can be assumed constant. However, it has been observed experimentally that the normal fracture stiffness is dependent on the effective normal stress acting on the fracture [9, 10] and the fracture friction and dilation decrease with plastic shear displacement due to shearing damage [11, 12].

The Continuously Yielding joint model as proposed by Cundall and Hart [8] is an empirical fracture model intended to simulate the progressive erosion of asperities and reduction in dilation observed in fracture shear displacement. Additionally, it accounts for the normal and shear stiffness dependency on normal stress [4].

3. Numerical experiments

A set of numerical analyses was designed in order to evaluate the relative importance of several different aspects influencing the inflow into excavations.

3.1 Influence of rock mass characteristics and boundary conditions

An extensive sensitivity analysis (560 simulations) was conducted with the aim of better understanding the influence of the boundary conditions and several rock mass characteristics on the simulation of inflow into excavations. Parameter ranges were chosen according to published data [13, 14, 15] and following suggested uncertainty of rock mechanics parameters to be used for the investigation of high-level nuclear waste disposal sites [16].

The fracture modelled belongs to fracture set 2, the most conductive fracture set at Äspö HRL, as considered in Stigsson et al. [13]. The fracture behaviour followed the MC slip model. The parameter ranges used for this set of simulations in combination with the initial model conditions presented in Section 2 are presented in Table 1. A detailed presentation of the results of the sensitivity analysis can be found in Mas Ivars et al. 2004 [17] and Mas Ivars 2004b [18].

Table 1. Fracture properties and uncertainty ranges considered in the correlation analysis.

[Kn* (GPa/m), Ks** (GPa/m)]	[20, 12], [61.5, 35.5], [360, 210]
Friction angle (°)	25, 30, 40
Dilation angle (°)	0, 5
Cohesion (MPa)	0
Initial hydraulic aperture (µm)	30
Residual hydraulic aperture (µm)	5
Maximum hydraulic aperture (µm)	60
Fracture dip angle (°)	84.2 and 90
Fracture dip direction (°)	315, 337 and 360
Magnitude of in-situ principal stresses	± 20%
Fracture pore pressure	± 20%
Fluid bulk modulus (GPa)	0.2 and 2
Model size (m)	20 x 20 x 20 and 30 x 30 x 30

* Kn = normal stiffness.

** Ks = shear stiffness.

A Pearson correlation analysis [19] was then conducted with the output from the sensitivity study regarding the inflow, maximum shear displacement and maximum normal mechanical displacement (no residual aperture limit). The initial and residual hydraulic apertures were not included in the correlation analysis. The objective of the correlation was to find the most relevant parameters within the uncertainty ranges considered for each one of them.

Tables 2 and 3 show the correlation of the different parameter ranges combined and used in the calculations. A low correlation does not mean that the inflow, maximum shear displacement or maximum normal mechanical displacement are not influenced by the parameter in question. Rather, it means that the uncertainty ranges of the low correlated parameters are less significant than the uncertainty ranges of the highly correlated ones in this study.

Table 2. Correlation analysis for the inflow to deposition hole.

Kn	0.329**
Ks	0.327**
Friction angle	-0.098*
Dilation angle	0.123**
sxx	0.046
syy	0.006
szz	-0.161**
Pore pressure	-0.002
Dip angle	-0.033
Dip direction	-0.021
Fluid bulk modulus	-0.010
Fracture length	-0.035
Model size	-0.014
Maximum total inflow measured	18.072 l/min
Minimum total inflow measured	0.017 l/min

** Correlation significant at the 0.01 level (2-tailed).

* Correlation significant at the 0.05 level (2-tailed).

Table 3. Correlation analysis for the maximum shear displacement and maximum normal mechanical displacement close to the deposition hole.

	Max. Shear Displ.	Max. Normal Displ.
Kn	0.053	-0.620**
Ks	0.040	-0.600**
Friction angle	-0.272**	0.008
Dilation angle	-0.190**	-0.052
sxx	0.256**	0.056
syy	0.032	0.007
szz	-0.307**	0.016
Pore pressure	0.039	0.025
Dip angle	-0.183**	-0.082
Dip direction	-0.318**	-0.172**
Fluid bulk mod.	0.015	-0.001
Fracture length	0.241**	0.032
Model size	0.006	-0.009
Maximum (max. shear displacement)		4.94E-3 m
Minimum (max. shear displacement)		1.05E-5 m
Maximum (max. normal mech. displ.)		8.07e-4 m

** Correlation significant at the 0.01 level (2-tailed).

* Correlation significant at the 0.05 level (2-tailed).

As expected, the normal and shear fracture stiffness ranges considered are the most significant factors influencing the inflow (Table 2). They are not significant for the maximum shear displacement but they are highly significant for the maximum normal displacement (Table 3).

Figure 2 shows the maximum and minimum inflow measured for each [Kn, Ks] case studied including all the other uncertainty ranges. The range in measured inflow is less than two orders of magnitude for each of the three [Kn, Ks] cases. The effect of dilation increases with increasing fracture normal and shear stiffness (Fig. 2). This is probably due to the fact that, once dilation starts, a high normal stiffness does not allow the fracture to close again due to normal load as much as does a low normal stiffness. Thus, the final aperture change due to dilation is larger for the higher normal stiffness fracture. Besides, the higher the fracture shear stiffness, the shorter the elastic shear displacement needed to reach the onset of rapid shear dilation (once plastic shear takes place). For this reason, shear dilation and inflow increase with increasing fracture shear stiffness.

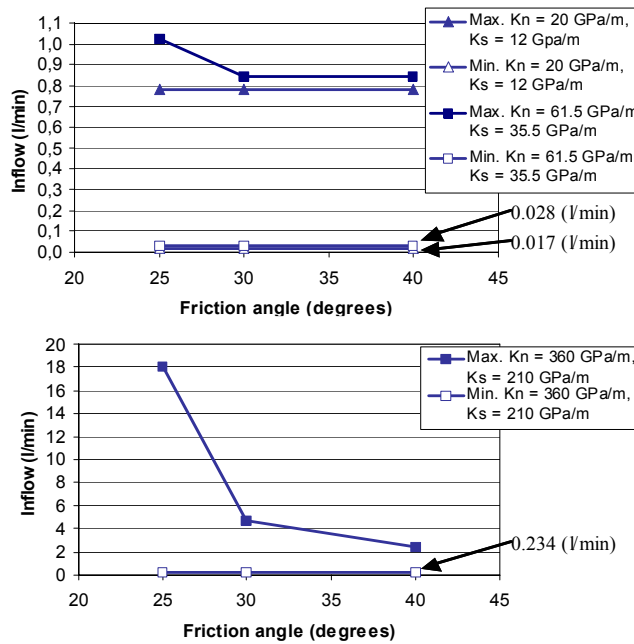


Figure 2. Maximum and minimum inflow measured vs. friction angle for the three [Kn, Ks] pairs studied.

Friction angle and dilation are highly significant for the maximum shear displacement and significant for the inflow. When dilation occurs, inflow increases due to normal opening of the fracture but shear displacement decreases as can be observed in Tables 2 and 3. Dilation angle is not significantly correlated to the maximum normal mechanical displacement due to the relatively low normal displacement caused by dilation compared to the maximum normal mechanical displacement (Table 3). However, when inflow is considered, which includes residual hydraulic aperture (fixed minimum

aperture threshold and fixed maximum normal displacement), the amount of normal displacement caused by dilation is significant (Table 2).

Results presented in Table 3 show that the principal stresses σ_{xx} and σ_{zz} are responsible for the fracture shear for the steep dipping fracture. However, as shear is only one of the aspects involved in the inflow problem, only σ_{zz} is significantly correlated to the inflow. The fact that the σ_{yy} is weakly correlated with all the aspects analyzed is because the simulated fracture is sub-vertical.

The dip direction of the fracture is only significant for the shear and normal displacement and the dip angle only for the shear displacement. The change in inflow due to uncertainties in dip direction and dip angle is somehow truncated due to the residual aperture (fixed minimum aperture threshold). This fact is demonstrated in Table 3, where dip direction and dip angle have a higher correlation with the maximum mechanical normal displacement because this displacement has no residual limit. It is important to note that the correlation of the dip angle with the inflow (Table 2) is higher than the correlation of the dip direction even if none of them are significant. This is probably due to the fact that the dip angle not only modifies the normal and shear stress acting on the fracture but also changes the fracture area intersecting the deposition hole. The importance of the dip angle for the shear displacement emphasizes the need of three-dimensional analysis.

The high correlation of fracture length with the maximum shear displacement in Table 3 has been observed in previous studies [6, 20, 21]. Some runs were performed with different model size (thus fracture length) and the same fracture orientation. The model of size $30 \times 30 \times 30$ m (fracture length of 32.59 m) gave larger maximum shear displacement than a model with the same fracture orientation and a size of $20 \times 20 \times 20$ m (fracture length of 21.73 m). This effect can be due to the fact that the volume of compressible rock mass counted from the deposition hole to the roller boundaries is larger for the larger model.

3.2 Influence of non-linear fracture behaviour

This section presents a numerical experiment for the comparison between the inflow into an underground excavation with a MC fracture constitutive model and the inflow measured with the non-linear Continuously Yielding joint model (CY).

The fracture data sets used in the simulations were chosen according to published data available from Äspö area [14, 15, 22]. These data are presented in Table 4 together with the maximum shear displacement and the inflow measured in the respective simulations. The initial, residual and maximum hydraulic aperture are $30\mu\text{m}$, $5\mu\text{m}$ and $60\mu\text{m}$ respectively in all the cases presented in Table 4.

Table 4. Linear and non-linear fracture input parameters and inflow and maximum shear displacement from the numerical simulations presented in Section 3.2.

Case name	kn	ks	en	es	ϕ_{m0}	ϕ_r	i	Ucs	R	Inflow	Max. Us
	GPa/m	GPa/m			degrees	degrees	degrees	m	m	l/min	m
C1_MC*	20	12	-	-	30	30	2	2.6e-3	-	2.27e-2	1.70e-4
C2_MC	20	12	-	-	25	25	2	2.6e-3	-	2.29e-2	3.09e-4
C3_MC	360	210	-	-	30	30	2	2.6e-3	-	5.81e-1	1.03e-4
C4_MC	360	210	-	-	25	25	2	2.6e-3	-	8.26e-1	1.73e-4
C5_MC	360	210	-	-	30	30	0	-	-	4.90e-1	1.28e-4
C1_CY**	20	12	0.0	0.0	32	26.5	-	-	1e-3	2.28e-2	1.75e-4
C2_CY	20	12	0.0	0.0	27	21.5	-	-	1e-3	2.35e-2	2.70e-4
C3_CY	20	12	0.0	0.0	27	21.5	-	-	1e-4	2.70e-2	5.11e-4
C4_CY	20	12	1.1	0.8	32	26.5	-	-	1e-3	2.40e-2	1.73e-4
C5_CY	20	12	1.1	0.8	27	21.5	-	-	1e-3	2.72e-2	2.61e-4
C6_CY	20	12	1.1	0.8	32	26.5	-	-	1e-4	2.40e-2	1.92e-4
C7_CY	20	12	1.1	0.8	27	21.5	-	-	1e-4	2.92e-2	4.96e-4
C8_CY	360	210	0.0	0.0	32	26.5	-	-	1e-3	5.28e-1	8.67e-5
C9_CY	360	210	0.0	0.0	27	21.5	-	-	1e-3	4.96e-1	8.76e-5
C10_CY	360	210	0.0	0.0	27	21.5	-	-	1e-4	6.82e-1	8.55e-5
C11_CY	360	210	1.1	0.8	32	26.5	-	-	1e-3	1.24	6.71e-5
C12_CY	360	210	1.1	0.8	27	21.5	-	-	1e-3	1.58	8.65e-5
C13_CY	360	210	1.1	0.8	32	26.5	-	-	1e-4	1.24	7.66e-5
C14_CY	360	210	1.1	0.8	27	21.5	-	-	1e-4	1.63	1.47e-4

* Mohr Coulomb slip model.

** Continuously Yielding joint model.

kn = normal stiffness.

ks = shear stiffness.

en = normal stiffness parameter.

es = shear stiffness parameter.

ϕ_{m0} = initial friction angle.

ϕ_r = residual friction angle.

i = dilation angle.

Ucs = critical shear displacement for dilation.

R = roughness coefficient.

Max. Us = maximum shear displacement.

3.2.1 Direct shear simulation

To better understand the difference between the MC and the CY fracture models direct shear test simulations were performed with the data sets in Table 4. The results of this modelling exercise are presented in Mas Ivars, 2004a [18] and Mas Ivars, 2004b [23].

3.2.2 Inflow simulation

For this inflow simulation the fracture modeled had a dip direction of 337° and a dip angle of 90°. Results of simulated inflow and the maximum fracture shear displacement around the excavation are shown in Table 4 together with the fracture input parameters used in each case.

Figure 3 presents a comparison between the calculated inflow with the MC models and the CY models with stress dependent stiffness. In the cases with low stiffness run with MC slip model and the ones run with the CY model and stress dependent stiffness (Fig. 3a), the inflow is slightly higher for the non-linear CY models.

The most relevant difference observed in the calculations is between the high stiffness MC cases and the high stiffness CY cases with stress dependent stiffness (Fig. 3b).

Although the shear displacement is always lower for the CY models due to the higher

peak strength [23], the inflow is twice the inflow measured for the MC models due to the increase in stiffness with normal stress exhibited by the CY model.

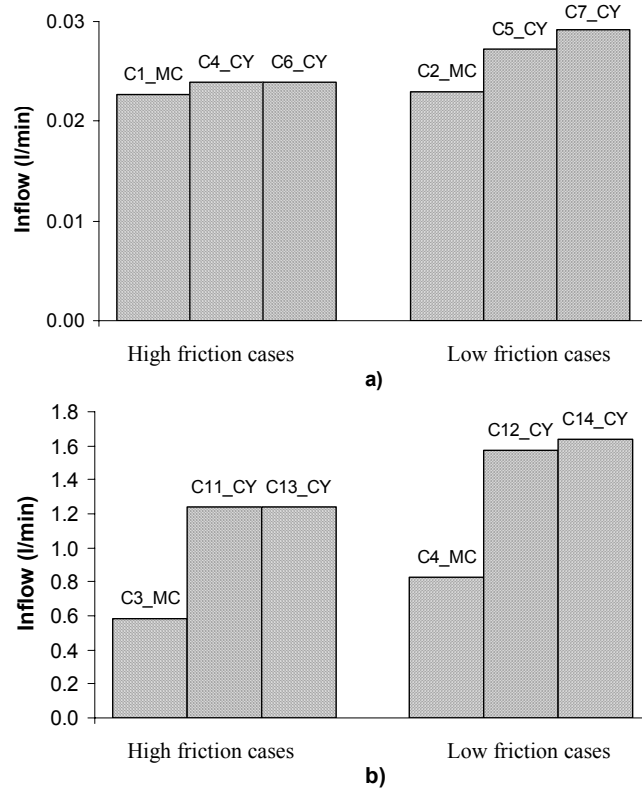


Figure 3. Comparison between calculated inflow with MC slip model and normal stress dependent CY fracture models for different data sets according to Table 4: a) low stiffness cases, b) high stiffness cases.

3.3 Influence of excavation diameter

In order to judge the effect of the excavation radius on the fracture inflow measured, a set of simulations were run with three different excavation radius (0.5 m, 1 m and 2 m, respectively) in combination with different sets of fracture parameters. The single fracture modelled has the same orientation as the fracture in Section 3.2. The fracture behaviour follows the MC slip model and the parameters used for this set of simulations are presented in Table 5. The results of this set of simulations are shown in Figures 4, and 5.

Figure 4 shows the fracture area affected (fracture aperture contours) by the excavation and inflow into the deposition hole for fracture Case2, Case3 and Case5 (Table 5) for the three different diameters considered. It is easily observed that the total fracture area affected by the excavation increases with increasing excavation diameter and decreases with increasing fracture stiffness as expected.

Table 5. Fracture parameters for the different excavation diameter models presented in Section 3.3.

Case name	Kn	Ks	Friction angle	Dilation angle	Initial hydraulic aperture	Residual hydraulic aperture	Maximum hydraulic aperture
	GPa/m	GPa/m	degrees	degrees	μm	μm	μm
Case1	20	12	30	5	30	5	60
Case2	61.5	35.5	30	5	30	5	60
Case3	180	105	30	5	30	5	60
Case4	360	210	30	5	30	5	60
Case5	700	410	30	5	30	5	60

Figure 5 shows the inflow measured versus the diameter of the excavation for the different fracture cases listed in Table 5. Three different patterns can be observed in the results. The low fracture stiffness cases (Case1 and Case2) show a decrease in inflow with increasing excavation diameter. The relatively soft fractures cause the whole boundary of the opening to react at residual aperture and this area of residual aperture increases greatly with excavation diameter (Figure 4a, 4b and 4c). The intermediate fracture stiffness case (Case3) shows a clear increase in inflow with increasing excavation diameter. Even if in Case3 the total fracture area affected by the excavation is larger with increasing diameter, the influence of the lower normal stress in the front of the excavation is more noticeable with increasing diameter (Figures 4d, 4e and 4f). For the high fracture stiffness cases (Case4 and Case5) the inflow increases from 1 m to 2 m excavation diameter and thereafter decreases again for 4 m diameter (Figure 5). The fracture is so stiff that an increase from 1 m to 2 m in the diameter of the excavation shows little difference in the fracture area affected (Figures 4g and 4h). Therefore the inflow increases as a consequence of the increase in diameter. An increase on diameter from 2 m to 4 m is enough to cause a larger difference in the fracture area affected by the excavation (Figures 4h and 4i). This causes the fracture to close much more as a consequence of the larger excavation diameter and so the inflow decreases again.

These three different patterns of inflow versus excavation diameter for different fracture stiffness (Figure5) show that the inflow into excavations cannot simply be assumed to follow a constant upward or downward trend with increasing excavation diameter.

4. **Concluding remarks**

In this contribution a numerical study has been presented with the aim of analysing the relative importance of some of the aspects influencing inflow into underground excavations like: uncertainty in rock mass characteristics, relevance of non-linear fracture behaviour and influence of the excavation width. Matrix flow, two-phase flow, temperature effects and fracture initiation and propagation have not been considered in this study.

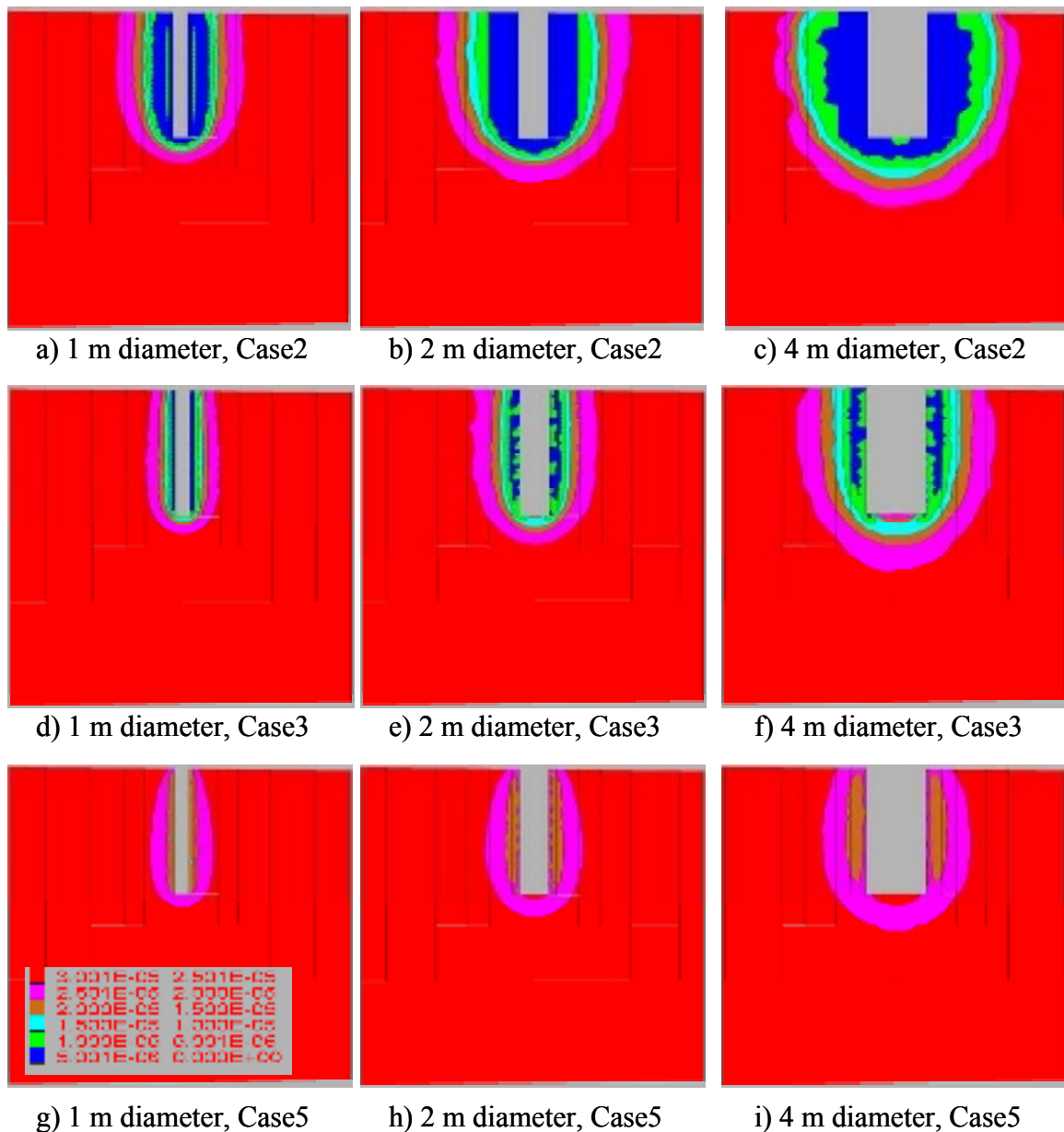


Figure 4. Fracture aperture contours around excavations of different diameter for various fracture cases according to Table 5.

Representative rock mechanics data from the Äspö HRL in Sweden has been used whenever possible. However, some of the cases presented are possibly not representative of the situation at Äspö and have been included in the study for demonstration purposes.

The main conclusions reached are summarized in the following paragraphs.

a) Uncertainty in rock mass characteristics and boundary conditions. The most relevant parameters affecting inflow within the ranges considered in this study were shear and

normal stiffness (K_n , K_s), friction angle, dilation angle and magnitude of minimum horizontal stress, σ_{zz} (Table 2). The influence of the initial and residual hydraulic aperture (not included in the correlation analysis) is evident from the fact that the flow is assumed to follow the cubic law. Besides, the residual hydraulic aperture limits the relevance of other aspects such as fracture dip direction and dip angle.

b) *Non-linear fracture behaviour.* The inflow into excavations can be largely underestimated when a linear fracture deformation model is used. This is especially relevant for cases with high stiffness.

c) *Excavation diameter.* The trend of the fracture inflow into cylindrical excavations of different width depends not only on the diameter of the excavation but also strongly on the stiffness of the fractures considered (Figure 5). These two factors interact with each other and the upward/downward trend of the inflow with increasing/decreasing excavation diameter cannot be easily assumed *a priori*.

Results presented in this study show that the effective stress redistribution induced by excavation in a fractured rock mass can cause the fracture inflow into a larger diameter excavation to be less than the inflow into a smaller diameter opening, depending on the fracture properties. Therefore, stress-permeability coupling can be considered as one of the causes for the less than expected inflow into larger diameter holes when going from testing a slim borehole to a larger diameter hole, as observed in several field experiments.

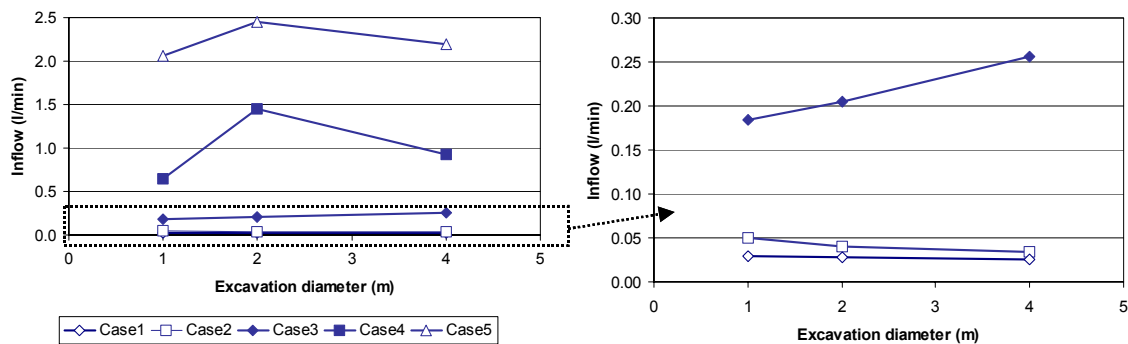


Figure 5. Measured inflow versus excavation diameter for different fracture cases according to Table 5.

Acknowledgements

The author wishes to thank the Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB) for sponsoring the work reported here. Ove Stephansson (GeoForschungsZentrum) is gratefully acknowledged for his guidance and encouragement. The valuable comments and suggestions by Rolf Christiansson, Eva Hakami, Hossein Hakami and Flavio Lanaro are also acknowledged. The author also wants to thank the entire group at Itasca Consulting Group in Minneapolis, specially Mark C. Christianson and Branko Damjanak, for their help and cooperation.

References

1. Jarsjö J, Destouni G, Gale, J. Groundwater degassing and two-phase flow in fractured rock: Summary of results and conclusions achieved during the period 1994-2000. TR-01-13. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB), 2001.
2. Olsson O. Site Characterization and validation – Final report. Stripa Project Technical Report 92-22. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB), 1992.
3. Rhén I, Forsmark T. Prototype repository. Hydrogeology – Summary report of investigations before the operations phase. Äspö Hard Rock Laboratory. IPR-01-65. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB), 2001.
4. Itasca. 3DEC Manuals, Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, 2003.
5. Witherspoon PA, Wang JS, Iwai K, Gale JE. Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture, *Wat Resour Res*, 1980;16:1016-1024.
6. Hakami E, Olofsson S-O. Numerical modeling of fracture displacements due to thermal load from a KBS-3 repository, TR-02-08. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB), 2002.
7. Hakami E, Hakami H, Cosgrove J. Strategy for a rock mechanics site descriptive model: Development and testing of an approach to modeling the state of stress, R-02-03. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB), 2002.
8. Cundall PA, Hart RD. Analysis of block test No. 1 Inelastic rock mass behavior: Phase 2 – A characterization of joint behavior (Final Report), Itasca Consulting Group Report, Rockwell Hanford Operations, Subcontract SA-957, 1984.
9. Cook NGW. Jaeger memorial dedication lecture. Natural joints in rock: mechanical, hydraulic and seismic behaviour and properties under normal stress. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*, 1992;29:198-223.
10. Pyrak-Nolte JL, Morris JP. Single fractures under normal stress: The relation between fracture specific stiffness and fluid flow. *Int J Rock Mech Min Sci*, 2000;37:245-262.
11. Barton NR, Bandis, SC, Bakhtar K. Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*, 1985;22:121-140.
12. Hakala M, Johansson E, Simonen A, Lorig L. Application of the continuously yielding joint model for studying of high-level nuclear waste in crystalline rock, Report YJT-93-06, Nuclear Waste Commission of Finnish Power Companies, 1993.
13. Stigsson M, Outters N, Hermansson J. Äspö hard rock laboratory. Prototype repository hydraulic DFN model No. 2. IPR-01-39. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB), 2001.
14. Lanaro F, Stephansson O. Geometrical and mechanical characterization of rock fractures. *Bergmekanikdag 2001. Föredrag. SveBeFo*.
15. Stille H, Olsson P. First evaluation of rock mechanics. SKB, Progress Report 25-89-07. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB), 1989.
16. Andersson J, Christiansson R, Hudson, JA. Site investigations – Strategy for rock mechanics site descriptive model, TR-02-01. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB), 2002.

17. Mas Ivars, D, Stephansson, O. & Hakami, E., Influence of rock mass characteristics on inflow into deposition holes for nuclear waste disposal – A coupled hydro-mechanical analysis using 3DEC. 1st International UDEC/3DEC Symposium, Numerical Modelling of Discrete Materials in Geotechnical Engineering, Civil Engineering and Earth Sciences, H. Konietzky ed., Balkema, pp. 95-103, 2004.
18. Mas Ivars, D. Inflow into excavations – A coupled hydro-mechanical three-dimensional numerical study. Licentiate Thesis. KTH, Stockholm, Sweden, 2004a.
19. Johnson RA. Miller and Freund's Probability and Statistics for Engineers. Sixth Edition. Prentice Hall, 2000.
20. La Pointe P, Wallmann P, Thomas A, Follin S. A methodology to estimate earthquake effects on fractures intersecting canister holes, TR-97-07. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB), 1997.
21. Hökmark H. Canister positioning. Influence of fracture system on deposition hole stability, R-03-19. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB), 2003.
22. Chryssanthakis P. Oskarshamn site investigation. Borehole: KSH01A. Results of tilt testing. SKB, P-03-107. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co. (SKB), 2003.
23. Mas Ivars, D., Influence of non-linear fracture behavior on the prediction of inflow into excavations – A coupled hydro-mechanical analysis using 3DEC. Proceedings of the ISRM symposium 3rd ARMS, Contribution of Rock Mechanics to the New Century, Ohnishi & Aoki (eds), Millpress, Rotterdam, pp. 1277-1283, 2004b.

INFLUENCE OF REYNOLDS NUMBER ON FLUID FLOW IN ROCK FRACTURES

Robert W. Zimmerman, Engineering Geology and Geophysics, KTH, Stockholm

Abstract: The character of the flow within a rock fracture depends on a dimensionless parameter called the Reynolds number, which represents the ratio of inertia forces to viscous forces. At very low Reynolds numbers ($Re < 1$), viscous forces dominate, the flow is laminar, and the pressure drop is a linear function of the flowrate. At high Reynolds numbers ($Re > 20$), inertia forces dominate, the flow is turbulent, and the pressure drop is a quadratic function of the flowrate. There is an interesting transition regime in which the flow is still laminar, but a small excess pressure drop appears that is cubic in the flowrate. These ideas are illustrated by some recent laboratory experiments and finite element solutions of the governing Navier-Stokes equations.

Introduction

Fluid flow through a rock fracture is usually assumed to obey a Darcy-like equation, in which there is a linear relationship between the flux and the pressure gradient. At sufficiently low velocities this must be true, since the inertial terms in the governing Navier-Stokes equations will be negligible, and the remaining terms (pressure drop and viscous stresses) are all mathematically linear. However, at sufficiently high flowrates, the relationship between flowrate and pressure gradient becomes nonlinear. Unfortunately, the complexity and irregularity of the geometry of rock fractures has made it difficult to quantify the flowrate at which nonlinearity becomes important. Also, the precise algebraic form of the nonlinear relationship between flowrate and pressure drop has been a matter of controversy.

One approach to studying this question has been to apply an *a priori* order-of-magnitude analysis of the terms of the governing Navier-Stokes equations (Zimmerman and Bodvarsson, 1996; Zimmerman and Yeo, 2000). Another approach is to consider analytical solutions for flow in simplified geometries, such as converging-diverging wedges (Oron and Berkowitz, 1999), or fractures bounded by sinusoidal walls (Zimmerman and Yeo, 2000). These approaches lead to the conclusion that nonlinear effects should become appreciable at Reynolds numbers on the order of 10.

At Reynolds numbers higher than this, based on an analogy with flow in porous media, the flow is expected to obey a Forchheimer-type equation, in which the pressure drop includes a term that is linear in the flowrate (or Reynolds number), plus a term that depends quadratically on the flowrate. However, a perturbation analysis known as the “weak inertia” model (Mei and Auriault, 1991) predicts that the initial deviation from linearity will be a cubic function of the flowrate, rather than quadratic. Currently, there seems to be no model that can link the weak inertia regime to the Forchheimer regime.

To help clarify some of these issues, Al-Yaarubi (2003) and Zimmerman et al. (2004) recently performed high-resolution Navier-Stokes simulations, and laboratory flow experiments, on an epoxy cast of a sandstone fracture. The simulations confirm the existence of a weak inertia regime for Reynolds numbers in the range of 1-10. However, this effect is quite small, and is probably not important for engineering purposes. At higher Reynolds numbers, the Forchheimer flow regime is observed, in both the simulations and the experiments. Although the critical Reynolds number at which inertial effects become non-negligible decreases with increasing fracture roughness, for practical purposes this transition generally occurs at about $Re = 10$.

Flow Regimes - Theory

At sufficiently low flowrates, the volumetric flowrate through a given fracture will be proportional to the hydraulic head gradient. This relationship can be written in the following form:

$$Q = -\frac{Tw}{\mu} \frac{dP}{dx}, \quad (1)$$

where Q is the volumetric flowrate, T is the transmissivity, μ is the fluid viscosity, w is the width of the fracture in the direction normal to the pressure gradient, and dP/dx is the macroscopic pressure gradient along the fracture. For notational simplicity, horizontal flow is assumed in (1), allowing the equation to be written in terms of the pressure gradient instead of the head gradient.

The transmissivity T is equal to the cube of the mean aperture, multiplied by some dimensionless coefficient that depends on the roughness of the fracture walls. This coefficient equals 1/12 for a fracture bounded by two smooth, parallel walls. Factors such as roughness, contact areas, etc., will cause this coefficient to further decrease. The relationship between fracture transmissivity and geometry has been reviewed by Zimmerman and Bodvarsson (1996); see also Adler and Thovert (1999), and Sisavath et al. (2003).

Relationship (1) is analogous to Darcy's law for flow through three-dimensional porous media, and is expected to apply only for sufficiently small flowrates. The magnitude of the flowrate is usually expressed in terms of the dimensionless Reynolds number, which quantifies the relative strength of inertia forces as compared to viscous forces (Schlichting, 1968). For fracture flow, the Reynolds number can be defined as

$$Re = \frac{\rho u h}{\mu}, \quad (2)$$

where ρ is the fluid density, h is the mean aperture of the fracture, and $u = Q/wh$ is the mean velocity. Strictly speaking, the ratio of inertial to viscous forces in a fracture

should probably be represented by the reduced Reynolds number, defined by multiplying Re in (2) by h/L , where L is a characteristic length scale in the direction of flow. Although this length scale can be easily chosen for idealized cases such as a fracture with a sinusoidal aperture variation, or a fracture containing periodic arrays of contacting asperities, in general it is difficult to define unambiguously, and this factor of h/L will be ignored in the subsequent discussion (see Brush and Thomson, 2003).

In porous media flow, three distinct flow regimes are known to occur as the Reynolds number increases. Assuming for now that the same three regimes will occur in fracture flow, they are as follows:

(a) At sufficiently small values of Re , the flow is described by a linear relation between flow-rate and pressure drop (i.e., Darcy's law):

$$-\frac{dP}{dx} = \frac{\mu Q}{Tw}. \quad (3)$$

If flow in this regime were fit to a Darcy-type law, we would find that T is independent of Re :

$$T = \frac{-\mu Q}{w\nabla P} = T_o = constant, \quad (4)$$

where ∇P is written in place of dP/dx .

(b) At somewhat higher values of Re , there is a transitional regime in which an additional pressure drop emerges that is proportional to the cube of the flowrate:

$$-\frac{dP}{dx} = \frac{\mu Q}{T_o w} + aQ^3, \quad (5)$$

where a is some constant. If flow data in this regime is analyzed using a Darcy-type law, the ‘‘apparent’’ transmissivity would be found to vary with flowrate according to

$$T = \frac{-\mu Q}{w\nabla P} = \frac{T_o}{1 + (waQ^2T_o/\mu)}. \quad (6)$$

This regime has been called the ‘‘weak inertia regime’’ (Mei and Auriault, 1991).

(c) At higher values of Re , the additional non-Darcy pressure drop is proportional to the square of the flowrate:

$$-\frac{dP}{dx} = \frac{\mu Q}{T_o w} + bQ^2, \quad (7)$$

where b is another constant. This regime is known as the “strong inertia regime”, and (7) is the Forchheimer equation (Bear, 1972). In this regime, the apparent transmissivity is given by

$$T = \frac{-\mu Q}{w\nabla P} = \frac{T_o}{1 + (wbQT_o/\mu)}. \quad (8)$$

The Darcy regime and Forchheimer regime have for many years been known to occur in both porous media and fractures. Although the existence of these two regimes is an empirical fact, both can be simply rationalized. At low flowrates the flow is governed on a microscopic scale by the Stokes equations, which contain no inertia terms, and which consequently are linear. Hence, it is expected that the mean flowrate and mean pressure drop will be linearly related. At high flowrates, inertial effects (i.e., kinetic energy) become dominant, and it is expected that the pressure drop will be proportional to the velocity squared, as in (7).

The existence of the transitional regime, in which the non-Darcy pressure drop is proportional the cube of the flowrate, is not intuitively obvious. The existence of this regime was first predicted, for porous media, by Mei and Auriault (1991), based on a perturbation expansion of the governing Navier-Stokes equations. Although the mathematical details are complex, the basic idea is that if the pressure gradient can be expressed as a power series in the velocity, only *odd* powers of Q can appear in the series, because, for example, if the direction (sign) of the pressure gradient is reversed, the direction of flow must also be reversed. (This implicitly assumes that the geometry of the fracture is statistically symmetric with respect to the $+x$ and $-x$ directions.) From this argument, the first deviation from linearity in the relationship between pressure gradient and flowrate will be a Q^3 term rather than a Q^2 term.

Derivations such as that of Mei and Auriault indicate the regimes that are expected to occur, and the type of algebraic relationships that should exist between flowrate and pressure gradient, but do not provide numerical estimates of the value of the various non-Darcy flow coefficients, or estimates of the critical values of Re at which the nonlinear effects become important. Zimmerman and Yeo (2000) used an order-of-magnitude analysis of the governing Navier-Stokes equations to predict that the nonlinear effects will become “important” (defined by the point at which they contribute about 10% to the overall pressure drop) when Re reaches about 15. Oron and Berkowitz (1999) used the Jeffery-Hamel solution for flow between converging or diverging plates as a model for fracture flow, and predicted a “critical” Reynolds number of about 10. Skjetne et al. (1999) solved the Navier-Stokes equations in a one-dimensional irregular channel geometry (i.e., with no aperture variation in the direction normal to the flow) that was intended to mimic a rock fracture, and found 10% deviations from linearity when the Reynolds number reached about 7.

On the other hand, several well-known monographs on rock mechanics suggest critical Reynolds numbers for fracture flow in the range of 100-2300 (Wittke, 1990; Lee and

Farmer, 1993). Additionally, the analysis presented by Mei and Auriault (1991) predicting the existence of the weak inertia regime in which the non-Darcy pressure drop is cubic in the velocity has not been universally accepted. Chen et al. (2001) presented an alternative perturbation analysis of the Navier-Stokes equations, and found that the first deviations from linearity were of second-order in velocity, not third-order.

So, it seems that the structure of the various flow regimes in rock fractures has not yet been settled. To clarify this matter, Zimmerman et al. (2004) conducted flow experiments in a replica of a natural sandstone fracture, and also carried out simulations of flow within this fracture using a Navier-Stokes finite element code. Their results are summarized below.

Flow Simulations and Measurements

Fracture Replica and Measurement

Replicas of the surface of a natural fracture in a red Permian sandstone were made using Araldite; the process is described in detail by Yeo et al. (1998). The surface profiles of both opposing surfaces were measured using a Talysurf profilometer, a device used in tribological studies of automotive parts. This device utilizes a diamond stylus of $2\ \mu\text{m}$ radius at the end of a cantilevered arm, the vertical motion of which is measured with a laser, to within an accuracy of $\pm 10\ \text{nm}$, as the stylus traverses the surface. Surface elevations of the fracture surface were thereby measured to within a vertical accuracy of much better than $1\ \mu\text{m}$, every $20\ \mu\text{m}$ in both the x and y directions. Measurements were made of several $2\ \text{cm} \times 2\ \text{cm}$ regions of the surface, leading to data files containing on the order of 10^6 profile height values for each of the two surfaces (Fig. 1a).

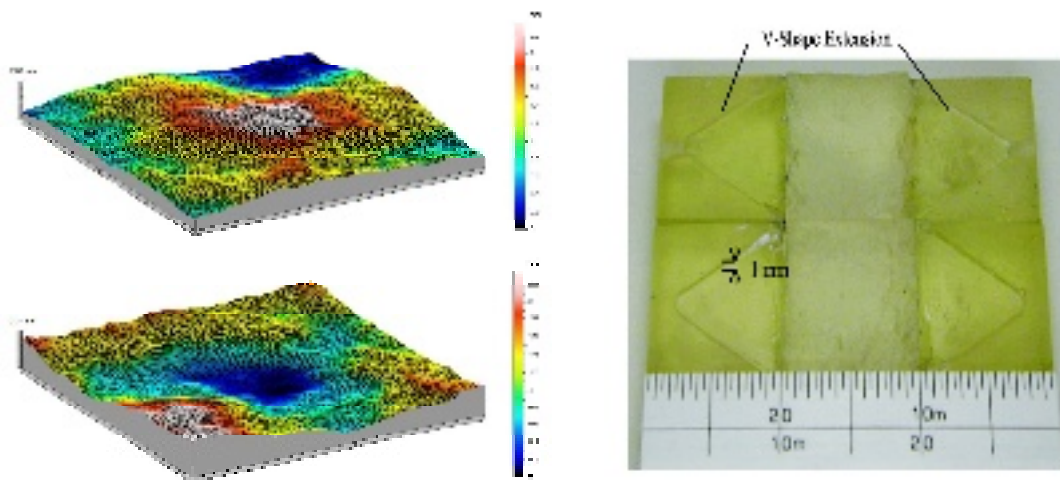


Fig. 1. (a) Upper and lower surfaces of a $2\ \text{cm} \times 2\ \text{cm}$ region of a sandstone fracture. The colors represent elevations above some nominal plane; dark blue = 0, light pink = 2.2 mm. (b) Fracture casts used in flow measurement experiment.

Finite-Element Simulations

The surface data were then used as input to the mesh generator GEM (Pain, 2000), which generates a computational mesh consisting of quadratic elements. The mesh was taken to have a spacing of 200 μm in the x and y -directions, which is coarser than the grid on which the surface data was measured. However, comparison of the discretized boundary as used in the mesh, and the original data, showed a root-mean-squared discrepancy between the measured profiles and the computational grid that was less than 1% of the mean aperture. The small-wavelength roughness components that are lost in this smoothing process are clearly of small amplitude, consistent with the findings of Brown and Scholz (1985). The transmissivity is, to first-order, proportional to the cube of the aperture, so the error induced by this smoothing should be no more than 3%. The grid contained ten (or fifteen) layers of elements in the transverse (z) direction, giving a total of 100,000 (or 150,000) elements.

The finite element code FLUIDITY (de Oliveira, 1999) was used to solve the flow equations in the 2 cm \times 2 cm region. The boundary conditions are taken to be uniform pressures P_1 and P_2 on two opposing faces (say, $x = 0$ and $x = 2$ cm), with zero normal velocities along the two lateral faces ($y = 0$ and $y = 2$ cm). These latter conditions are equivalent to imposing periodicity in the y -direction. All velocity components were taken to vanish along the upper and lower boundaries of the flow region, which correspond to the two rock walls. The total flux Q through the fracture was found by integrating the normal component of the velocity across the outlet face at $x = 2$ cm. Finally, the transmissivity T was found from its defining equation, $Q = -(Tw/\mu)(dP/dx)$.

Flow Measurements

The transmissivities of two 2 cm \times 2 cm regions of fracture were also measured in the laboratory (Fig. 1b). The top and the bottom halves of the fracture casts were first connected to V-shaped channel extensions, which allowed the fluid to be spread uniformly across the inlet and the outlet regions. Four pressure-monitoring ports of 0.75 mm diameter, two at each end of the fracture, were drilled through the upper half of the fracture, terminating at the fracture plane. The two fracture halves were then brought together until they contacted each other at a few contact points, after which the sides the device were sealed to prevent leakage of the fluid. The mean aperture of the assembled fracture apparatus was then determined by a procedure described by Al-Yaarubi (2003).

Two holes of 2 mm diameter were drilled at the two ends of the flow system, one for the inlet and the other for the outlet. The inlet was connected to a syringe pump from which the fluid is injected into the fracture. The outlet was connected to a graduated measuring cylinder (± 0.05 cm³) to collect and measure the outflow fluid during a specific period of time. The four pressure ports on the top of the device were attached to liquid manometers (± 0.5 mm) to measure the liquid heads at the inlet and outlet of the fracture. Distilled water was used as the pore fluid.

Results and Discussion

Flow experiments and simulations were conducted on the fracture replica sample shown in Fig. 1a, over a range of flowrates. For both the flow experiments and simulations, the fracture void space had a mean aperture of 148.9 μm , and a standard deviation of 55.5 μm . The computed value of T_o was $0.134 \times 10^{-12} \text{ m}^4$, whereas the best-fit (at low Re) measured value was $0.136 \times 10^{-12} \text{ m}^4$.

The measured and calculated transmissivities are plotted in normalized form in Fig. 2a as functions of the Reynolds number, defined as in (2). The filled circles are computed values, and the open circles are measured values. The large amount of scatter at low flowrates is due to the fact that at low flowrates (and hence low pressure drops), the absolute errors in reading the manometers and the effluent volume create large relative errors in the computed transmissivities. At higher flowrates the relative errors become small - less than the diameter of the plotted circles - and the data show less scatter.

First, the ability of the Forchheimer equation to model the flow behavior is investigated. As the value of the parameter b is unknown, and the flowrate is proportional to Re , (8) can be written as

$$T = \frac{T_o}{1 + \beta Re}, \quad (9)$$

where β is a dimensionless Forchheimer coefficient.

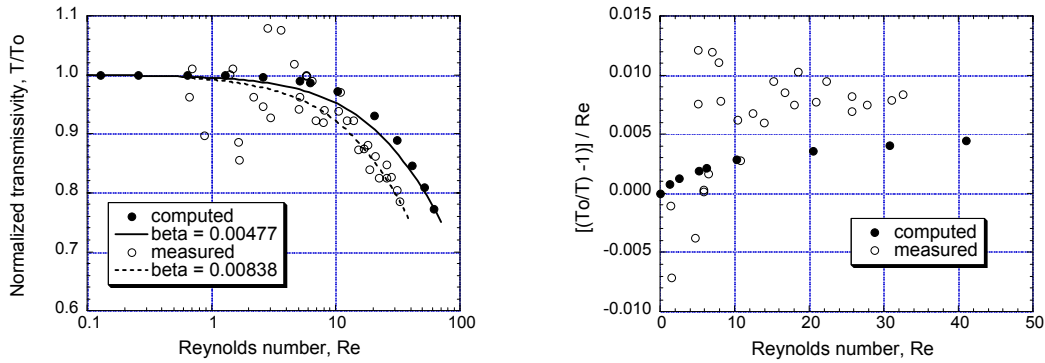


Fig. 2. (a) Measured and computed transmissivities of fracture shown in Fig. 1a, showing fits to the Forchheimer equation; (b) plot of excess flow resistance, showing the transition from the weak inertia regime to the Forchheimer regime.

The curves in Fig. 2a are Forchheimer functions of the form (9), with β chosen to optimize the fit at high Re . Both the computed and measured transmissivities are well fit by the Forchheimer relation, although the measured and computed values of β differ by nearly a factor of 2. This is probably due to the fact that the computational grid did not

include the roughness components with the highest spatial frequencies, and so the frictional resistance was underestimated in the simulations.

When the transmissivities are plotted as in Fig. 2a, the transitional regime between Darcy flow and Forchheimer flow is difficult to see, although its existence can be inferred by the fact that in the range of $5 < Re < 20$, the fitted Forchheimer curve underestimates the computed transmissivities. The scatter in the measured values prevents this transitional regime from appearing at all in Fig. 2a. However, Skjetne et al. (1999) showed that the character of the transitional regime could be investigated by plotting the excess hydraulic resistance divided by Re . Specifically, in the weak inertia regime (6) can be rearranged into

$$\frac{(T_o/T)-1}{Re} = \alpha Re. \quad (10)$$

On the other hand, in the Forchheimer regime (8) or (9) can be re-written as

$$\frac{(T_o/T)-1}{Re} = \beta. \quad (11)$$

Hence, if the ratio on the left-hand side of (10) or (11) is plotted against Re , the data should, according to the weak inertia model, initially fall on a straight line, as in (10), and then level off to a constant value, as in (11). However, if the initial deviations from linearity of the pressure drop vs. flowrate relation are quadratic, as predicted by Chen et al. (2001), then this ratio should yield a horizontal line, for all values of Re .

The computed and measured transmissivities are plotted in this form in Fig. 2b. The computed values obey quite well the scheme described above for the weak inertia model – increasing at first, and then leveling off as Re increases. The measured transmissivities exhibit much scatter, which is made worse by plotting the data as in this way, which is equivalent to numerical differentiation. It is difficult to see any trend for $Re < 10$, but for $Re > 10$ these data do seem to be leveling off to a constant value of β .

Summary

Navier-Stokes simulations and laboratory flow experiments have been performed on an epoxy cast of a rock fracture. The simulations clearly confirm the existence of a weak inertia regime for Reynolds numbers in the range of 1-10, in which the additional non-Darcy pressure drop is proportional to the cube of the flowrate. This is in agreement with the analysis of Mei and Auriault (1991). However, this effect is very small, and is probably not important for engineering purposes. The measured transmissivities show too much scatter to indicate any trend in this transition regime.

A Forchheimer regime, in which the non-Darcy pressure drop is quadratic in the flowrate, is observed for larger Reynolds numbers, both experimentally and

computationally. For practical purposes, the Forchheimer relation can probably be used over the entire range of Re , as it effectively reduces to Darcy's law at low values of Re . For engineering purposes, one can define a "critical" value of Re at which the non-Darcy pressure drop contributes, say, 10% of the total pressure drop. Although this critical Reynolds number decreases with increasing fracture roughness (see Al-Yaarubi, 2003), for practical purposes this transition occurs at about $Re = 10$.

References

- Adler, P. M., and Thovert, J.-F. 1999. *Fractures and Fracture Networks*, Dordrecht, Kluwer.
- Al-Yaarubi, A. 2003. *Numerical and Experimental Study of Fluid Flow in a Rough-Walled Rock Fracture*, Ph.D. dissertation, Imperial College, London.
- Bear, J. 1972. *Dynamics of Fluids in Porous Media*. New York, American Elsevier.
- Brown, S. R., and Scholz, C. H. 1985. Broad bandwidth study of the topography of natural surfaces. *J. Geophys. Res.* **90**:12575-82.
- Brush, D. J., and Thomson, N. R. 2003. Fluid flow in synthetic rough-walled fractures: Navier-Stokes, Stokes, and local cubic law simulations. *Water Resour. Res.* **39**:Art 1085.
- Chen, Z. X., Lyons, S. L., and Qin, G. 2001. Derivation of the Forchheimer law via homogenization, *Transp. Porous Media* **44**: 325-35.
- de Oliveira, C. 1999. *GEM: A Finite Element Mesh Generator*, Internal report, Imperial College, London.
- Lee, C.-H., and Farmer, I. 1993. *Fluid Flow in Discontinuous Rocks*, London, Chapman and Hall.
- Mei, C. C., and Auriault, J. L. 1991. The effect of weak inertia on flow through a porous-medium, *J. Fluid Mech.* **222**:647-63.
- Oron, A. P., and Berkowitz, B. 1998. Flow in rock fractures: the local cubic law assumption re-examined. *Water Resour. Res.* **34**:2811-24.
- Pain, C. C. 2000. *A Brief Description and Capabilities of the General Purpose CFD Code FLUIDITY*, Internal report, Imperial College, London.
- Schlichting, H. 1968. *Boundary-Layer Theory*, New York, McGraw-Hill.
- Sisavath, S., Al-Yaarubi, A. Pain, C. C., and Zimmerman, R. W. 2003. A simple model for deviations from the cubic law for a fracture undergoing dilation or closure, *Pure Appl. Geophys.* **160**:1009-22.
- Skjetne, E., Hansen, A., and Gudmundsson, J. S. 1999. High-velocity flow in a rough fracture, *J. Fluid Mech.* **383**:1-28.

Wittke, W. 1990. *Rock Mechanics: Theory and Applications with Case Histories*. Berlin, Springer-Verlag.

Yeo, I. W. 1998. *Anisotropic Hydraulic Properties of a Rock Fracture under Normal and Shear Loading*, Ph.D. dissertation, Imperial College, London.

Yeo, I. W., deFreitas, M. H., and Zimmerman, R. W. 1998. Effect of shear displacement on the aperture and permeability of a rock fracture. *Int. J. Rock Mech.* **35**:1051-70.

Zimmerman, R. W., and Bodvarsson, G. S. 1996. Hydraulic conductivity of rock fractures. *Transp. Porous Media* **23**:1-30.

Zimmerman, R. W., and Yeo, I. W. 2000. Fluid flow in rock fractures: From the Navier-Stokes equations to the cubic law. In B. Faybishenko, S. Benson, and P. Witherspoon (eds.), *Dynamics of Fluids in Fractured Rocks*, pp. 213-224. Washington: Amer. Geophys. Union.

Zimmerman, R. W., Al-Yaarubi, A., Pain, C. C., and Grattoni, C. A. 2003. Non-linear regimes of fluid flow in rock fractures, *Int. J. Rock Mech.*, **41(Supp1)**:163-69.

GÖTATUNNELN – EN TÄT BERGANLÄGGNING I GEOTEKNISKT KÄNSLIG MILJÖ

The Göta Tunnel – an impervious rock structure in a sensitive geotechnical environment

Ulf Lindblom, Gecon
*Bengt Ludvig, Geosigma**
Håkan Axelsson, Vägverket

SAMMANFATTNING

Det finns en rad krav som reglerar tätheten hos en tunnel, samhällliga, trafiktekniska och bygginriktade. Dessa påverkar de injekteringsstrategier som tillämpas. Det normala är att man anpassar injekteringen efter geologin. Metoden med fast injekteringscykel kan användas där geologin är likartad och ger produktionstekniska fördelar och har använts i Götatunneln. Tunneln består av två 120 m² rör, åtskilda av en 10 m bred bergpelare. Injekteringskärmarna har 77 st, 19 m långa hål. Den tillämpade GIN-principen definierar produkten tryck och injekteringsmängd, d.v.s. injekteringsintensitet, till 30 MPa*liter/m. Brukets vct var alltid 0,8. Få om- och efterinjekteringar har behövts. Injekteringen har lett till att vattendomens krav blivit uppfyllda och att inrinningen till tunneln hamnat inom ramen för den beräknat tillåtna. Trots detta kommer viss, lokal infiltration via borrhål bli nödvändig under drifttiden liksom vatten- och frostisolering på delar av tunnelsträckan. De prognostiserade bergkvaliteterna blev i stort sett bekräftade, liksom fördelningen av förstärkningsklasser. Platsgjuten betonginklädnad kunde ersättas med bultar, gitterbågar och armerad sprutbetong.

SUMMARY

A number of requirements regulate the tightness of a rock tunnel, such as environmental as well as traffic and construction related demands. These affect the strategies for grouting of the rock. As a general rule, the grouting design is adopted to the geology. However, by using a fixed pregrouting cycle, production efficiency may be gained, and was used in the Göta tunnel. The tunnel has two tubes, each 120 m², separated by a 10 m pillar. The grouting fan includes 77 drill holes, each 19 m long. The utilised Grouting Intensity Number (GIN), defined as the applied grouting pressure times the volume of grout consumed, was 30 MPa*litre/ m of drill hole and the water-cement ratio was always 0,8 (by volume). The grouting efforts have resulted in lower inflow to the tunnel than predicted and in the fulfilment of the environmental verdict on the project. Despite this, some spot-wise infiltration of water will be necessary during the operational time, to safeguard the groundwater levels above the tunnel. Locally, a water sealing membrane has been installed to prevent water from dripping onto the roadway. As regards rock quality and rock support, the conditions predicted in the design documents were generally confirmed during construction.

* Tidigare Tyréns

1. Krav på täthet

Det finns en mängd krav som reglerar en modern trafiktunnel. Som presenterades vid Bergmekanikdagen 1999 [1], kan kraven hänföras till tre intressegrupper, samhället (tredje man), den som skall äga och driva tunneln (beställaren) samt den som skall bygga (entreprenören). Det är viktigt att notera, att kravuppfyllnaden beror på entreprenörens sätt att sköta bygget och efterleva handlingarna, såväl vad avser tekniskt utförande som egenkontroll.

Buller och vibrationer är också en del av kravstrukturen, med indirekt påverkan på tunnelns täthet.

1.1 Samhällets krav

Det är ett uttalat krav från samhället att kontrollera och minimera miljöpåverkan av olika former av verksamhet som ger ingrepp i miljön. Samhället utövar sitt inflytande genom att kräva miljökonsekvensbeskrivningar (MKB) och, vid mer omfattande projekt, miljödom. Dessa domar utfärdas vid miljödomstolar i landet. Vid projekt som innebär bortledning av grundvatten, som en tunnel, ersätter miljödomen den tidigare vattendomen som ett underlag för godkännande av projektet.

Vid tunnlar i stadsmiljö ställs speciella krav, då även blygsamma avsänkningar av grundvattnet kan leda till svåra geotekniska problem. Grundvattnets kemiska kvalitet står också i fokus.

För att säkerställa efterlevnaden av miljödomen krävs någon form av kontrollprogram för grundvattennivåer, flöden och vattenkvalitet. Ansvaret för att dessa mätningar utförs och redovisas faller vanligen på byggherren, medan Länsstyrelsen bevakar att miljödomen uppfylls på basis av mätningarna.

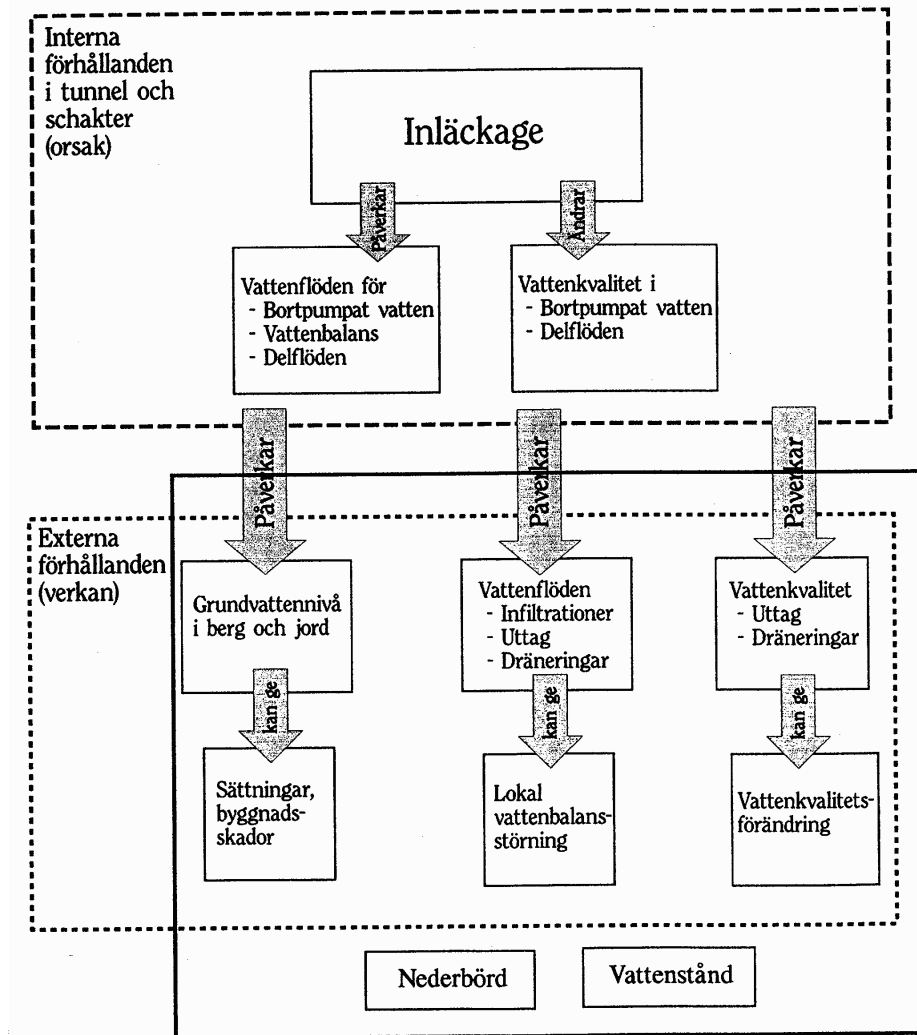
Figur 2 visar schematiskt kontrollprogrammet för grundvatten i projekt Götaleden.

1.2 Tunnelägarens krav

Förutom att säkerställa att samhällets miljökrav uppfylls enligt ovan, har ägaren till tunneln starka önskemål att skapa en bra miljö i tunneln och att minimera underhållsbehovet. I en modern trafiktunnel är det inte acceptabelt med takdropp, fukt- och tjälproblem eller ständiga avstängningar för reparationsarbeten.

Trafikmiljökraven innebär ofta en skärpning av kraven som avser omgivningspåverkan. I Götatunneln har injekteringsprogrammet i stort gett en så tät tunnel att grundvattenytorna endast avsänkts marginellt. Infiltration krävs endast punktvis på ca 10 ställen för att lokalt

förhindra avsänkning. Trots dessa från miljösynpunkt goda resultat har vatten- och frost-isolering fått installeras på långa sträckor i tunneln för att uppfylla trafikmiljökraven



Figur 1. Kontrollprogram för grundvatten.

Figure 1. Control program for groundwater

1.3 Byggarens krav

Tidigare var det inte ovanligt att vattenproblemen vid drivningsfronten var ett verkligt bekymmer för arbetarna och att man av den anledningen injekterade av arbetsmiljöskäl. I gruvor och vattenkraftsprojekt förekommer det fortfarande att byggarens krav styr injekteringsarbetet, men knappast i moderna trafiktunnelar.

Entreprenören har att utföra arbetet så, att samtliga krav från samhälle och beställare kan uppfyllas. De arbetsmiljöproblem som kan uppstå är snarare relaterade till injekteringsmedlens kemi än till vattenmängden.

2. Injekteringsstrategier

Berginjektering är en erkänt svår byggprocess som är påverkad av ett stort antal faktorer, som geologi, borrhålsplacering, egenskaper hos bruket, injekteringsutrustning och använt trycksättningsprogram. Det har därför växt fram ett antal ”skolor” för hur man bör gå tillväga för att uppnå bästa resultat. De två metoder som använts vid Chalmers- respektive Götatunneln beskrivs nedan.

2.1 Geologianpassad injekteringscykel

Detta är den idag mest använda modellen för att planera och utföra tunnelinjektering. Den bygger på den geologiska och hydrogeologiska undersökning som utförs vid projekteringen av tunneln och på en prognos av bergmassans injekterbarhet som baseras på dessa data.

Prognosen översätts i bygghandlingen till så kallade injekteringsklasser, innehållande beskrivningar av injekterings-skärmar, bruksegenskaper (vct m.m.) och trycksättningsprogram för det aktuella avsnittet av tunneln. Injekteringsklassens giltighet testas genom kartering i tunneln och kan vid behov ändras under byggets gång. Kvalitetsmättet på injekteringsresultatet får man genom vattenförlustmätningar i injekteingshål.

Denna injekteringsstrategi användes med framgång i Chalmerstunneln som nyligen byggdes färdig i Göteborg. Den är dock relativt omständlig och tidskrävande att använda och kan ge mycket ställtid och stora störningar på drivningscykeln för tunneln.

2.2 Fast injekteringscykel

Med denna strategi anpassar man inte utförandet till små variationer i berget. För att minska störning på drivningen använder man en enda, eller några få, injekterings-skärmar som ”klarar allt”. Principen är att göra en kraftig första injekteringsomgång för att undvika flera omgångar med mellanliggande mätningar. Val av injekteringsmetoder baseras på de geologiska och hydrogeologiska förundersökningarna. Tanken är att praktiskt taget alla bergsprickor skall nås av skärmen och att endast de allra finaste, de under 0,2 mm, inte kommer att ta emot bruk.

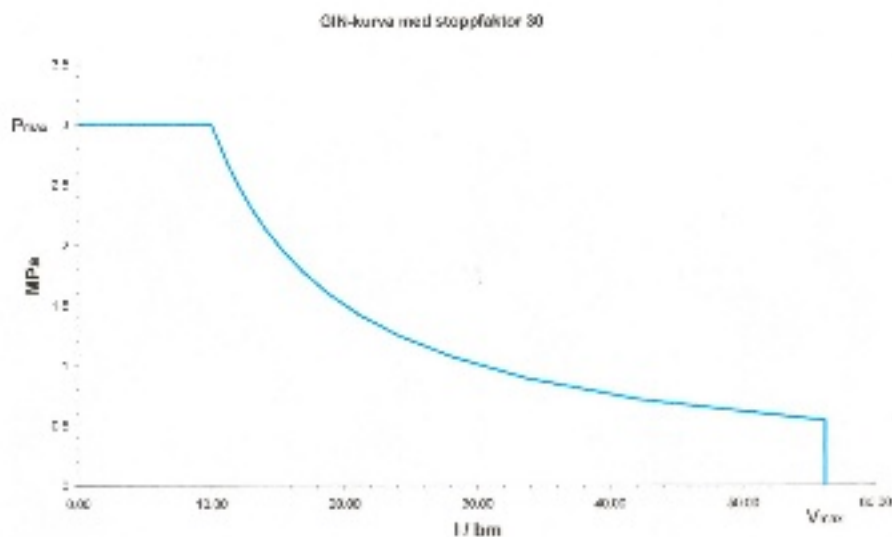
De många hål som krävdes i Götatunneln borrades relativt snabbt av en modern tunnelrigg och övrig verksamhet kunde anpassas efter den tid detta tog. Uppborringen av sonderingshål, som ingick i skärmen, användes för att verifiera bergkvaliteten. Där prognosen visade högre vattenföring, utökades skärmen med fler och längre hål i botten.

Metoden kombineras med användning av stabila injekteringsbruk ($v_{ct} < 1$) och flyttillsatser. I Götatunneln gav detta att salvbörningen kunde påbörjas kort tid efter injekteringen.

2.3 GIN-principen

Den så kallade GIN-principen¹ [2] definierar ett samband mellan totalt injekterad volym (V) och slutligt injekteringsstryck (p) för en skärm. Principen bygger på att produkten $p \cdot V$, det så kallade GIN-index, är ett mått på den energi som använts vid injekteringen och således är ett kvalitetsmått för utförd injekteringsinsats.

Figur 2 visar det V/p -diagram med GIN-index, 30 MPa*liter/m som använts i Götatunneln. Kurvan är en hyperbel ($p \cdot V = \text{konstant}$) och motsvarar en given injekteringsintensitet. En tunn spricka tar mindre bruk men får större tryckupp-byggnad än en bred spricka. Vid tillämpning av ett och samma GIN-index får alla sprickor samma injekteringsintensitet.



Figur 2. GIN-kurva samt gränsvärden för injekteringsstryck och bruksvolym.

Figure 2. GIN curve and limiting values for pressure and grout volume.

Vid användning av GIN-metoden används samma bruk genomgående. Av praktiska skäl sätter man normalt gränsvärden för både p och V .

¹ Grouting Intensity Number, upphovs män Lombardi & Deere [2].

3. Injektering i Götatunneln

Under de senaste årtiondena har täthetskraven på tunnlar gradvis stigit. Götatunneln har fått acceptera en tidigare inte känd ambitionsnivå på detta område, Till en stor del beror detta på sättningskänsligheten hos flera fastigheter i Göteborgs stadskärna, vilka berörs av tunneln. Projektet har alltså hela tiden stått inför en mycket stor utmaning för tätnings-tekniken.

3.1 Målsättning

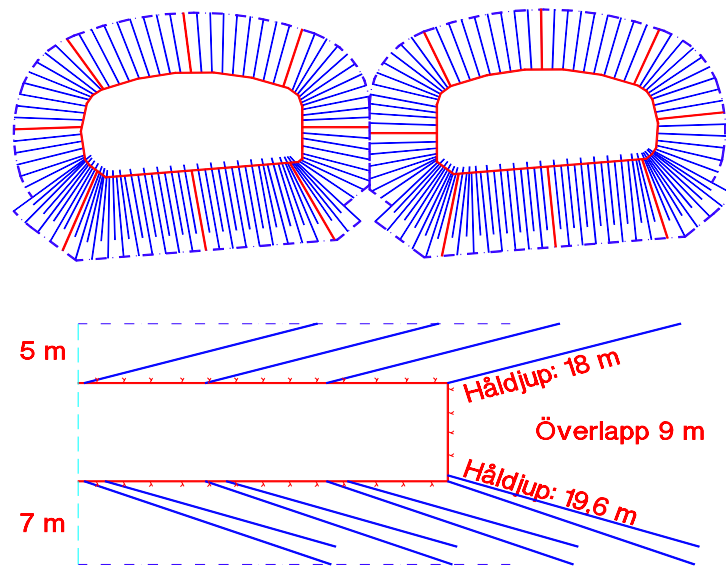
Den primära målsättningen för injekteringen var att de restriktionsnivåer på grundvattenytan som anges i vattendomen skulle kunna innehållas. Grundregeln här var, att en avsänkning på högst 1 m i sättningsgivande jordlager kunde accepteras. Ett kontrollprogram bestående av avläsningar i ett nätverk av borrhål i jord och berg har genomförts under tunneldrivningen. Varje sådant hål har åsatts en larmnivå och en lägsta-nivå som skall säkerställa att vattendomen efterlevs.

En hydrogeologisk analys visade att avsänkingskravet i vattendomen motsvarar ett högsta tillåtet inläckage på 0,7 liter per minut och 100 m tunnel. Att uppnå en sådan täthet var en andra målsättning för injekteringen. Verifikationen kräver ett noggrant mätprogram för inläckande vatten.

3.2 Utförande

Det är välkänt att man får den bästa tätningseffekten med förinjektering, det vill säga genom att behandla orört berg framför drivningsfronten. I Götatunneln där varje tunnelrör är ca 120 m², användes en 19 m lång skärm bestående av 77 hål, se Figur 3 Samma skärm användes oavsett bergkvalitet; enda undantaget var dubbla borrhålsrader i sulan där bergprognosen visat risk för hög vattenföring.

De uppborrade hålen injekterades i grupper med början i sulan och sedan successivt uppåt i väggarna tills hela skärmen var färdigbehandlad. Som injekteringskriterium användes GIN-metoden (GIN-index 30 MPa*liter/m) med begränsningarna 3 MPa i tryck eller 50 kg (20 liter) cementbruk per meter hål, se Figur 2. I praktiken blev det någon av dessa begränsningar som utgjorde stoppvärde för injekteringen. Genomgående användes Injekteringscement 30 med vct 0,8. Erfarenheten var att denna förinjekteringsform var robust och enkel att planera och därför gav relativt liten störning på övrigt bergarbete. Metoden bygger på noggranna förundersökningar och verifieringar av bergkvaliteten under sonderingsborrningen och efter utsprängningen..



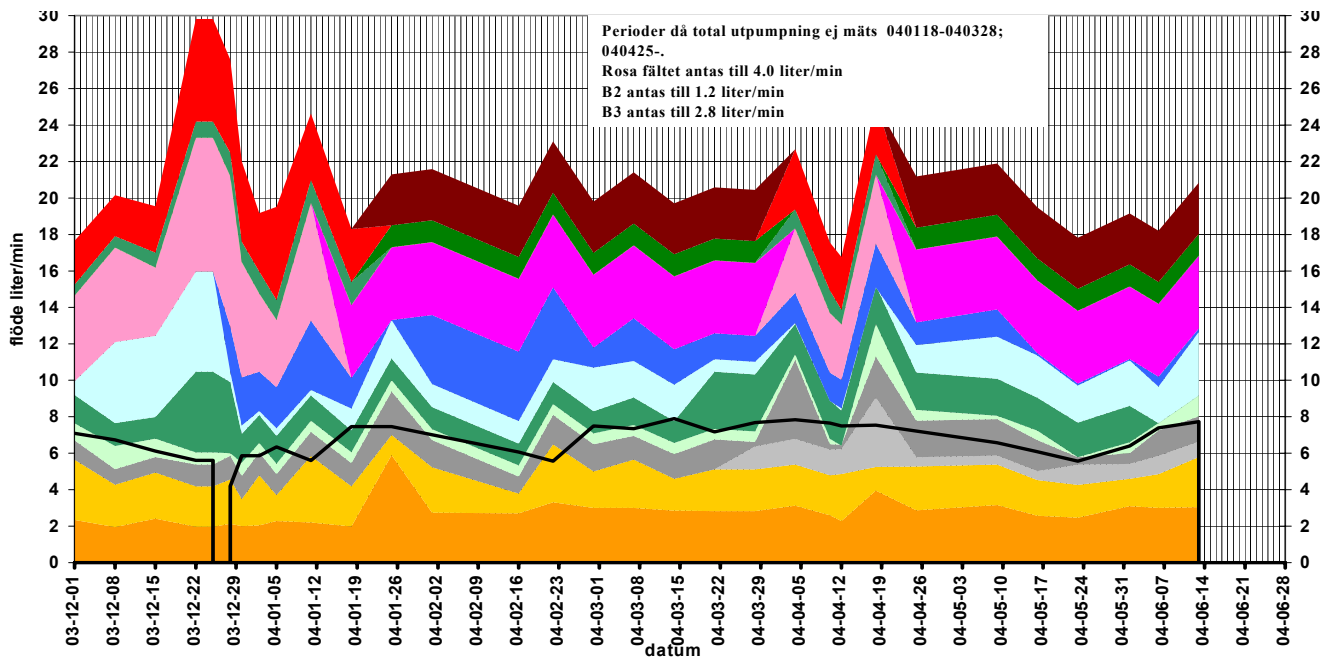
Figur 3. Injekteringskärm.

Figure 3. Grouting fan.

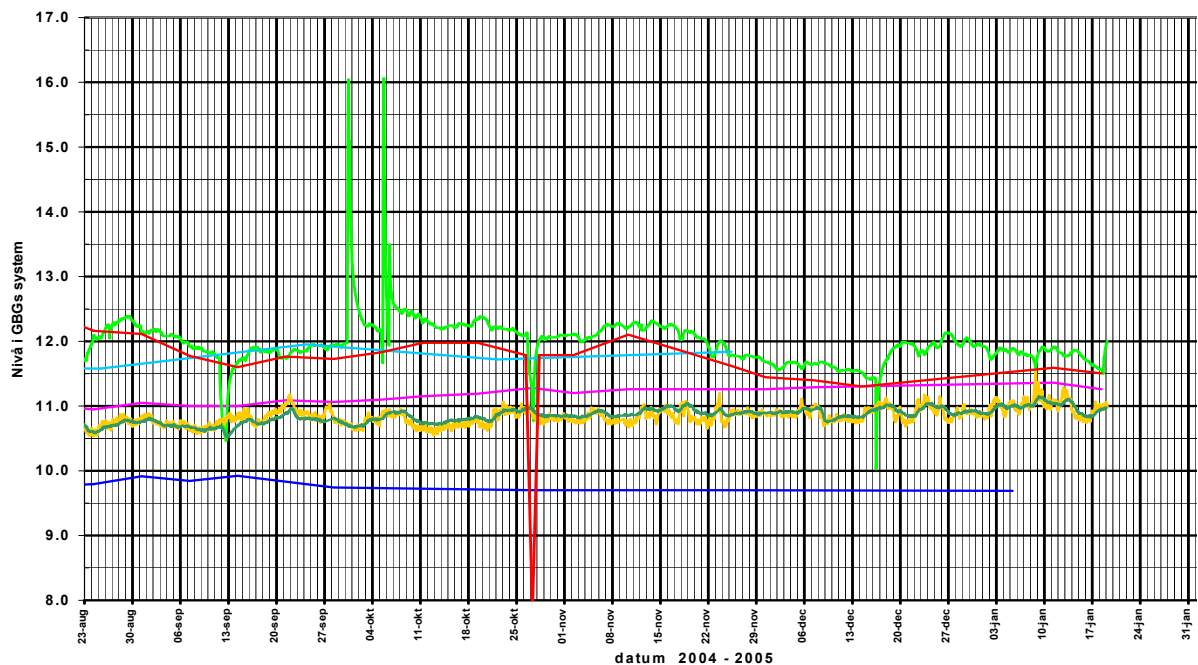
3.3 Resultat

Figur 4 ger en översikt av inläckaget under en period, fördelat på olika delområden, räknat per tunnelmeter. Den mest exakta mätningen genomfördes julen 2003, då ingen vattenkrävande aktivitet förekom i tunneln under två veckor. Totala inrinningen konstaterades då vara 19 liter per minut, att fördela på en dåvarande total tunnellängd om ca 2800 m (inklusive tillfarter och övriga utrymmen). Detta innebär, att kravet på inrinning, 0,7 l/min., 100 m, var uppfyllt vid tillfället. Senare mätningar har visat än lägre specifik inrinning. Vid färdigställd tunnel pekar mätningarna mot ca 0,6 l/min., 100 m tunnel. Den heldragna linjen i figuren visar infiltrerad vattenmängd.

Trots det goda injekteringsresultatet har det varit svårt att överallt klara det primära kravet gällande grundvattennivåer. Figur 5 visar uppmätta ytor i kvarteren kring Magasinsgatan i centrala Göteborg. Flera av dessa hål kräver konstgjord infiltration för att inte avsänkas mer än en meter under larmnivån. Oavsiktliga bortfall av infiltrationen ger ofta omedelbar avsänkning i närliggande hål.



Figur 4. Inrinning och infiltration dec 2003 – maj 2004
Figure 4. Inflow and infiltration Dec 2003 – May 2004.



Figur 5. Grundvattenytor vid magasinsgatan augusti 2004 – januari 2005.
Figure 5. Groundwater levels in a central city block 2004-08 to 2005-01.

I den färdigutsprängda tunneln nyåret 2005 infiltrerades ca 10 liter per minut i totalt 7 hål borrade från tunnlarna ca 30 m ut i omgivande berg. Det är troligt att infiltrationen måste fortgå under tunnelns drifttid för att vattendomens krav skall hållas uppfyllda.

3.4 Efterinjektering

Trots att vattendomens krav uppfylls finns det lokala områden i tunneln som måste efterinjekteras. Till detta arbete användes microcement och Tacss, som injekterades i hål borrade tvärs förinjekteringshålen.

Det visade sig svårt att uppnå torrhet på tunnelytorna med de gjorda efterinjekteringsinsatserna. Kvarstående dropp i konstaterades i flera partier av de båda tunnelrören när efterinjekteringen var klar. Övriga delar av tunnelrören har betydligt lägre frekvens av dropp.

3.5 Vatten- och frostisolering

Med hänsyn till trafikmiljön, som inte kan acceptera dropp från tunneltaket, har vatten- och frostisolering installerats inom de områden som uppvisar dropp och fukt, totalt på drygt en tredjedel av tunnelsträckningen. Sprutbetong med specialfibrer har använts för att klara kravet på brandmotstånd.

4. Förstärkning i Götatunneln

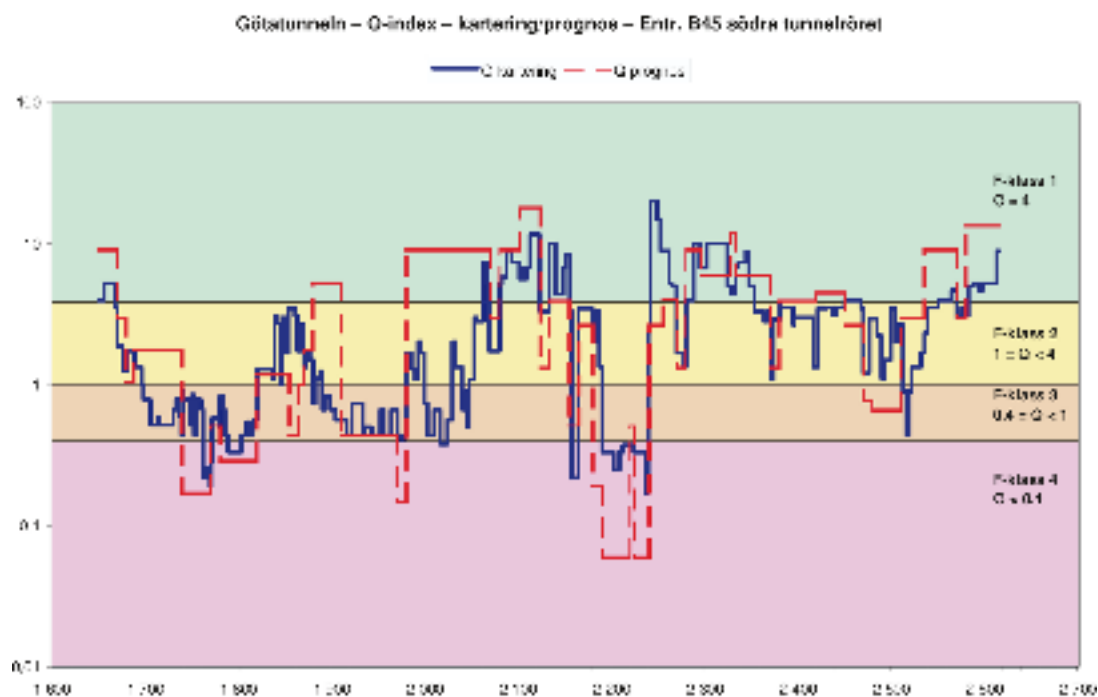
Under projekteringstiden gjordes att antal geologiska undersökningar längs tunnelsträckningen. Dessa sammanställdes i förfrågningsunderlaget till prognoser över bergkvaliteten och tunnelstabiliteten, uttryckt i tunnelindex Q [3] och tillhörande förstärkningsbehov. Det kan vara av intresse att göra en jämförelse mellan dessa prognoser och det verkliga utfallet.

4.1 Prognoser

I figur 7 visar den röda kurvan hur prognosen för Q -värden såg ut innan byggstart. Förstärkningsklasserna var kopplade till olika intervall av Q . Innebörden i förstärkningsklasserna visas i Tabell 1.

4.2 Verkligt utförande

I Figur 7 har även resultatet av geologisk kartering i tunneln redovisats. Karteringens resultat har "översatts" till Q-värden, den blå kurvan. Man ser att överensstämmelsen med prognosen för Q i allmänhet är god. Man kan därför förvänta att förstärkningen som använts också bör stämma väl med förfrågningsunderlagets mängder.



Figur 7. Prognostiserade och karterade Q-värden längs tunneln (södra röret)

Figure 7. Predicted and actual (mapped) values of Q along the southern tube.

Tabell 1. Prognostiserad och installerad fördelning av förstärkningsklasser i Götatunneln.

Förstärkningsklass	Bult (4 m) Tak/Vägg c/c m	Sprutbetong Tak/vägg mm	%-andel i prognos (FU)	%-andel installerad
1	2,2/ -	70/40	36	27
2	1,7/1,7	100/70	40	35
3	1,4/1,4	130/100	24,5	16
4	1,2/1,2	160/130	8	13

Tabell 1 redovisar den förstärkning som fram till mars 2004 faktiskt installerats i tunneln. Bergtunneln var då till 95% färdig. Man kan konstatera en relativt god korrelation mellan handlingarna och verkligheten.

4.3 Åtgärder vid liten bergtäckning

Förutom vid bergpåslagen har Götatunneln liten bergtäckning vid två passager, Stora Hamnkanalen och Kungsgatan. Ursprungligen förutsatte handlingarna att bärande betong-inklädning skulle utföras på dessa ställen. Detta skulle ha inneburit än mindre täckning på grund av större utsprängd sektion och därav följande höga förstärkningskostnader.

Mot bakgrund av ökad kännedom om berget, bland annat dess förutsägbara kvalitet som verifierades genom borrningar inifrån tunneln, samt uppmätta höga bergspänningar i horisontalled, beslöts tidigt att betongen kunde ersättas med bultar och sprutbetong i kombination med tätt satta gitterbågar (ej vid påslagen). I förutsättningarna för utbytet ingick, att bergrörelserna skulle följas mycket noggrant med extensometrar och konvergenzmätningar. Inte i något fall har bergrörelser över 1 mm konstaterats.

Förutom en del svårigheter vid insprutningen av bågarna har utbytet av betonglinor mot lättare förstärkning fungerat mycket väl

5. Slutsatser

Bergarbetena i Götatunneln avslutades senhösten 2004. Följande slutsatser rörande injekterings- och förstärkningsarbetena kan dras:

5.1 Injektering

- Metoden med fast förinjekteringcykel och stabilt bruk fungerade väl.
- Sprängningsarbetena kan ha skadat den förinjekterade zonen och omlagring av de höga horisontalspänningarna kan ha gett upphov till efterinjekteringsbehovet i tunneln
- Miljödomens mycket stränga krav på grundvattennivåer uppfylldes generellt
- Inrinningen till tunneln blev lägre den beräknat tillåtna, vilket gör Götatunneln till en av de tätaste bergtunnlar som hittills byggts
- Lokal vatteninfiltration från tunneln krävs för att upprätthålla nivån i några lokala akvefärer
- Efterinjekteringen klarade ej trafikkraven fullt ut – vatten- och frostisolering har installeras på drygt en tredjedel av tunnelsträckan

5.2 Bergkvalitet och förstärkning

- Prognostiserade bergkvaliteter enligt Q-metoden blev i stort sett bekräftade
- Fördelningen av förstärkningsklasser blev därmed ungefär som förväntad
- Inga oväntade bergrörelser skedde – god bergmekanisk säkerhet uppnåddes
- Platsgjuten betonginklädnad kunde ersättas med bultar, gitterbågar och sprutbetong

Omnämmande

Ett stort antal företag och personer har varit engagerade i Götatunneln, från projektering till utförande. Det är endast möjligt att här nämna de företag som varit huvudaktörer:

- Byggherre: Vägverket Region Väst, GöteborgsProjekten i samverkan med Göteborgs kommun
- Huvudkonsulter och projekteringsansvariga: Gatubolaget och SWECO
- Ansvarig bergprojektör: Tyréns (tidigare Petro Bloc)
- Konsult grundvattenfrågor: VBB-VIAK
- Konsult sprängning/vibrationer: Nitro-consult
- Entreprenör huvudtunneln: Vägverket Produktion
- Underentreprenör bergförstärkning och tätning: Byggs

Författarna vill framföra ett stort tack till Vägverkets projektledning och till kollegor för tillgång till informationen i artikeln.

Referenser

[1] Lindblom U, 1999, *Krav på injektering vid tunnelbyggande*. Stiftelsen svensk bergmekanisk forskning. Bergmekanikdagen 1999.

[2] Lombardi G % Deere DU, 1993, *Grouting design and control using thr GIN principle*. Water power & dam cnstrucyion, juni 1993, pp 15-22.

[3] Barton NR, Lien R & Lunde J, 1974, *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mechanics 6 (4), pp 189-239.

STOPPKRITERIER VID INJEKTERING

Stop criteria in grouting technology

Gunnar Gustafson, Chalmers

Håkan Stille, KTH

Thomas Dalmalm, NCC/SveBeFo

Sammanfattning

I artikeln beskrivs grundläggande ekvationer för sambandet mellan inträngning och injekteringstid för såväl endimensionellt som radiellt flöde i berg. Genom dessa ekvationer är det idag möjligt att, på ett ingenjörsmässigt sätt, bedöma lämpliga stoppkriterier vid injektering.

Mer specifikt ger de framtagna ekvationerna oss dels (i) möjlighet att bedöma dimensionalitet på brukets spridning utgående från uppmätt tryck- och flödeskurva med tiden dels (ii) möjlighet att bestämma vilka stoppkriterier som skall gälla för att uppnå en önskad inträngning givet information om bruket och bergets sprickighet.

I artikeln tillämpas även de framtagna sambanden på data erhållna från en utförd injektering, vilket tydligt illustrerar vad som händer under injekteringen och hur ett lämpligt stoppkriterium för den specifika injekteringen borde definieras.

Summary

In this paper fundamental equations describing the relationship between grout penetration and grouting time are given for one dimensional- and radial flow. Based on the equations, it is now possible to make engineering judgements regarding suitable stop criteria for grouting.

More specifically the presented equations provide the possibility to judge the number of dimensions in which the grout will flow based on measured flow and pressure. They also provide the possibility to decide which stop criteria is suitable in order to achieve the required penetration, based on given information about the grout and the condition of the rock.

In the paper an example, taken from a real grouting work, is analysed and discussed regarding both the dimensionality and suitable criterion to stop the grouting.

Inledning

Spridningen av bruket i bergets sprickor styrs av komplexa samband. De eftersträvade egenskaperna såsom spridning av bruket och hur väl sprickorna tätas är inte direkt mätbara under själva injekteringsarbetet. Det innebär att frågan om när injekteringen kan avbrytas inte går att besvara med enkla regler eller observationer. För att säkerställa att bruket spridit sig tillräckligt och fyllt ut sprickorna används vanligen ett krav på att flödet skall understiga givna värden vid ett visst tryck. Detta benämns ibland stopptryck vilket kan ge en felaktig bild. Det finns inget tryck vid vilket injekteringen inte längre kan spridas, tvärtom vid en höjning av trycket ökar alltid flödet.

För att minska risken för att erhålla för stora spridningar och därmed dålig effektivitet begränsas normalt den injekterade volymen och tiden för pumpning. Injekteringen ska avbrytas då man uppnått en viss maximalt tillåten volym (V_{max}) eller då injekteringen av ett

håll pågått en längsta tillåten tid (t_{max}) eller då injekteringsflödet sjunkit till ett angivet lägsta flöde (Q). Vanligen bestäms dessa stopp kriterier utifrån beprövad praxis och utan någon teoretisk underbyggnad.

Dalmalm (2003) visade hur man med hjälp av empiriska och semiempiriska metoder kunde tolka uppmätt injekteringsförlopp till att gälla en bedömd inträngning dvs att man erhållit en tillräcklig inträngning i berget runt den blivande tunneln. Gustafson och Claesson (2004) har kunnat härleda grundläggande ekvationer för hur sambandet inträngning och tid ser ut för ett givet bruk och utförande för såväl endimensionellt som radiellt flöde. Dessa lösningar har i Eriksson och Stille (2005) getts explicita uttryck för en mer direkt ingenjörsmässig tillämpning. Detta innebär att vi idag på ett mycket mer ingenjörsmässigare sätt kan bedöma lämpliga stoppkriterier vid injektering.

Mer specifikt ger det oss dels (i) möjlighet att bedöma dimensionalitet på brukets spridning utgående från uppmätt tryck och flödeskurva med tiden dels (ii) möjlighet att bestämma vilka stoppkriterier som skall gälla för att uppnå en önskad inträngning. Syftet med denna artikel är att kort beskriva dessa möjligheter.

Grundläggande analytiska lösningar

Inträngningsförloppet i en planparallell spalt eller spricka styrs av injekteringstryck, Δp , flytgräns för bruket, τ_0 , och brukets binghamviskositet, μ_g . Hur långt bruket tränger in i varje spricka avgörs av dess effektiva apertur, b . Max inträngning från injekteringsborrhålet kan beräknas som:

$$I_{\max} = \left(\frac{\Delta p}{2\tau_0}\right) \cdot b \quad (1)$$

Ekvationen ger i vissa fall mycket stora inträngningslängder vid vanligt förekommande tryck, flöden och bruk. Detta beror på att sambandet inte inkluderar viktiga aspekter som begränsar spridningen vid injekteringen såsom:

- pumpkaraktistika
- begränsad inträngningsförmåga hos bruket (t ex filtrering)
- härdning hos bruket
- stoppkriterium

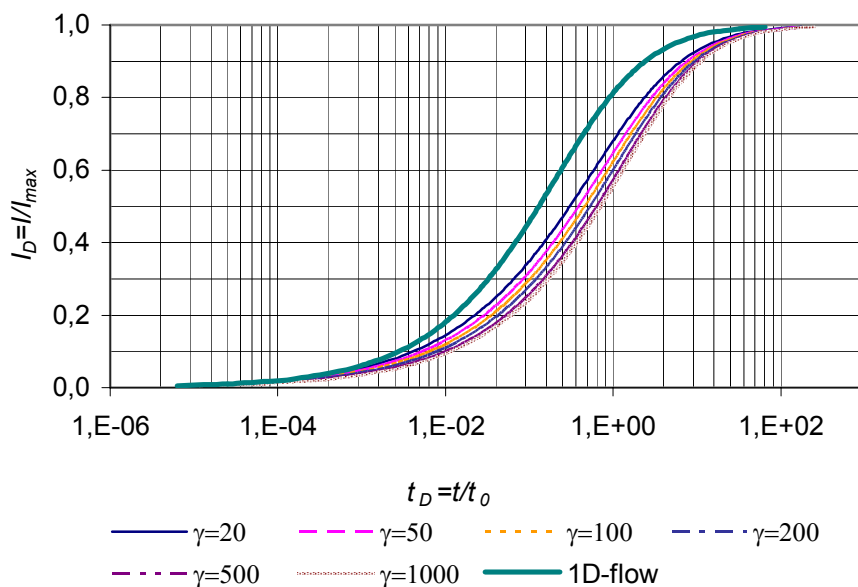
En central del för spridningen är tiden för att pumpa bruket. Eftersom det tar ”oändlig” tid att pumpa bruket till maximal inträngningslängd kommer injekteringen att avbrytas innan maximal inträngning uppnåtts. Ett sätt att få en uppskattning av verklig inträngningslängd är att använda den analytiska modellen enligt (Gustafson & Claesson, 2004) som beskriver inträngningen i enskilda sprickor som funktion av tiden. Med hjälp av sambandet kan en uppskattning göras av hur stor del av den maximala inträngningen enligt Ekvation 1 som kan uppnås vid en injektering.

Tidsförloppet ges av den karakteristiska injekteringstiden:

$$t_0 = \frac{6\Delta p \cdot \mu_g}{\tau_0^2} \quad (2)$$

Inträngningen, I , vid injekteringstiden, t , ges vid varje tillfälle av parametrarna:

$I_D = I / I_{\max}$ (relativ inträngning) och $t_D = t / t_0$ (relativ tid). Sambandet mellan I_D och t_D ges av kurvorna i Figur 1 (Gustafson & Claesson 2004).



Figur 1 Relativ inträngning, I_D , som funktion av relativ tid, t_D .
(Relative penetration, I_D as a function of the relative time t_D)

Till vänster i figuren visas en kurva som avser ett endimensionellt (1D) inträngningsförlopp i en kanal i ett sprickplan. Till höger i figuren visas en skara kurvor för olika värden på $\gamma = I_{max}/r_b$ där r_b är radien på injekteringsborrhålet. Dessa kurvor avser ett i huvudsak radiellt inträngningsförlopp (2D) i ett sprickplan. Som framgår av figuren har kurvorna samma principiella utseende och den maximala inträngningen är densamma i båda fallen. Skillnaden är att det radiella fallet ger något långsammare inträngning vilket är naturligt då det åtgår mer bruk att fylla ett sprickplan vars area ökar med avståndet från injekteringsborrhålet än en kanal vars area är konstant. En viktig slutsats är också att det relativa tidsförloppet väljs av injekteraren eftersom i t_0 endast parametrar som rör bruk och tryck ingår, se Ekvation 2, och att det dessutom är samma för alla sprickor. Hur långt bruket sprider sig i varje spricka avgörs dessutom av den effektiva sprickvidden, se Ekvation 1.

Exempelvis kan en beräkning utgå ifrån en injekteringstid (t) på 20 min, dvs 1200 sekunder och beräkna hur lång inträngning som då erhållits. Utgående från en viskositet på 100 mPas, ett övertryck på 1 MPa och en flytgräns på 1 Pa beräknas t_0 till $6 \cdot 10^5$ s och den relativa tiden bli $t_D = 2 \cdot 10^{-3}$. För fallet med $\gamma = 1000$ ger avläsning i diagrammet att I_D är ca 0,05, dvs 5% av max inträngning. Max inträngning beskrivs med Ekvation 1 och är för en 200 μm spricka $I_{max} = 200 \cdot 10^{-6} \cdot 1 \cdot 10^6 / 2 / 1 = 100$ m och den erhållna inträngningen är alltså 5 m. Skillnaden mellan de 100 m som beräknas med Ekvation 1 och de 5 m som beräknas efter 20 minuters injektering med ovanstående analys, visar den överskattning som Ekvation 1 kan ge avseende inträngningslängden. Motsvarande analys under antagandet av att flödet är endimensionellt blir ca 9 m. För en mer heltäckande redovisning hänvisas till Gustafsson & Claesson (2004).

Injekterad volym

Den injekterade volymen vid varje tillfälle kan formellt beräknas enkelt från ovanstående samband. Resultatet blir emellertid olika beroende på om vi har ett endimensionellt, 1D, eller tvådimensionellt radiellt flöde, 2D.

Vi börjar med 1-D fallet:

Om kanalen har en vidd, w , och aperturen b blir den injekterade volymen i en spricka:

$$V = I \cdot w \cdot b \quad (3)$$

Den maximala injekterade mängden blir:

$$V_{\max} = I_{\max} \cdot w \cdot b = \left(\frac{\Delta p}{2\tau_0}\right) \cdot w \cdot b^2 \quad (4)$$

Den relativa bruksmängden i varje spricka blir då:

$$V_D(1D) = V / V_{\max} = \frac{I \cdot w \cdot b}{I_{\max} \cdot w \cdot b} = I_D = I_D(1D) \quad (5)$$

Detta innebär att volymsförloppet för detta fall i princip blir detsamma som inträngningsförloppet, För ett antal parallella sprickor med olika vidd kan vi då beräkna:

$$V_{tot} = I_D \cdot \Sigma I_{\max, b} = I_D \cdot \left(\frac{\Delta p}{2\tau_0}\right) \cdot \Sigma w b^2 \quad (6)$$

2-D fallet ger:

Genom att vi i detta fall fyller en antagen cirkulär yta runt borrhålet blir den injekterade volymen:

$$V = \pi \cdot I^2 \cdot b \quad (7)$$

Den maximala injekterade mängden blir på samma sätt:

$$V_{\max} = \pi \cdot I_{\max}^2 \cdot b = \pi \left(\frac{\Delta p}{2\tau_0}\right)^2 \cdot b^3 \quad (8)$$

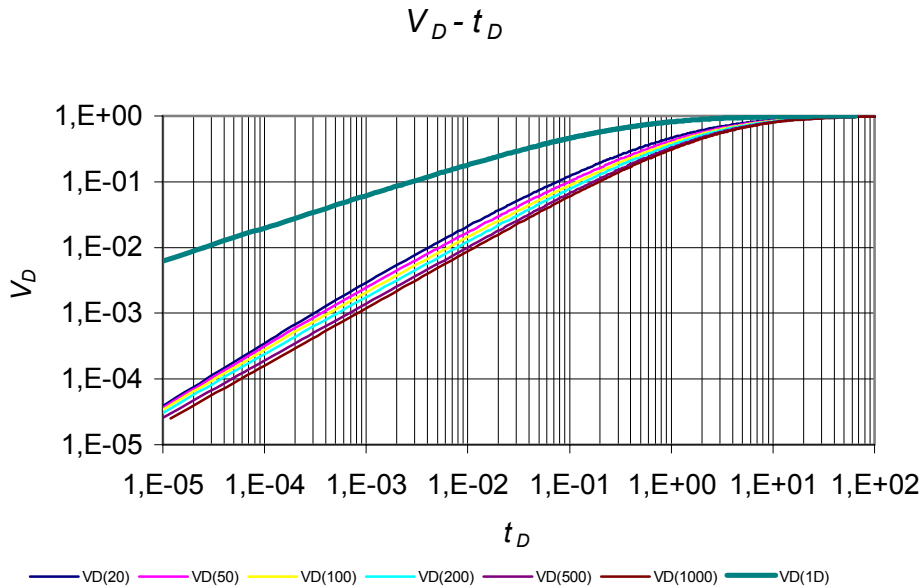
Relativ injekteringsmängd blir:

$$V_D(2D) = V / V_{\max} = \frac{\pi \cdot I^2 \cdot b}{\pi \cdot I_{\max}^2 \cdot b} = I_D^2(2D) \quad (9)$$

I detta fall styrs således volymsförloppet av kvadraten på inträngningslängden. För ett antal parallella sprickor kan vi beräkna totalvolymen som:

$$V_{tot} = I_D^2(2D) \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Delta p}{2\tau_0}\right)^2 \cdot \Sigma b^3 \quad (10)$$

Med utgångspunkt från den relativa inträngningen, I_D , kan således relativ bruksmängd, V_D , som funktion av relativ tid, t_D , enkelt beräknas. I Figur 2 visas sambandet mellan V_D och t_D för de två fallen.



Figur 2 Relativ bruksvolym, V_D , som funktion av relativ injekteringstid, t_D . Siffrorna inom parentes i förklaringen avser olika värden på γ för det radiella fallet. $V_D(1D)$ avser det endimensionella fallet.
(Relative volume of grout, V_D , as a function of relative grouting time, t_D)

Som framgår av figuren är det för den injekterade volymen som funktion av tiden en ganska stor skillnad mellan de två fallen. Detta bör gå att utnyttja för att bestämma vilken flödesregim, 1D eller 2D, som råder i varje särskilt injekteringssituation.

Att bestämma flödesregim – diagnostiska kurvor

Den tydligaste skillnaden mellan det 1D och 2D fallen är lutningen på kurvornas i diagrammets tidiga delar. Om vi gör parabelsubstitutionen $t = \exp(p)$ kan vi beräkna lutningen som:

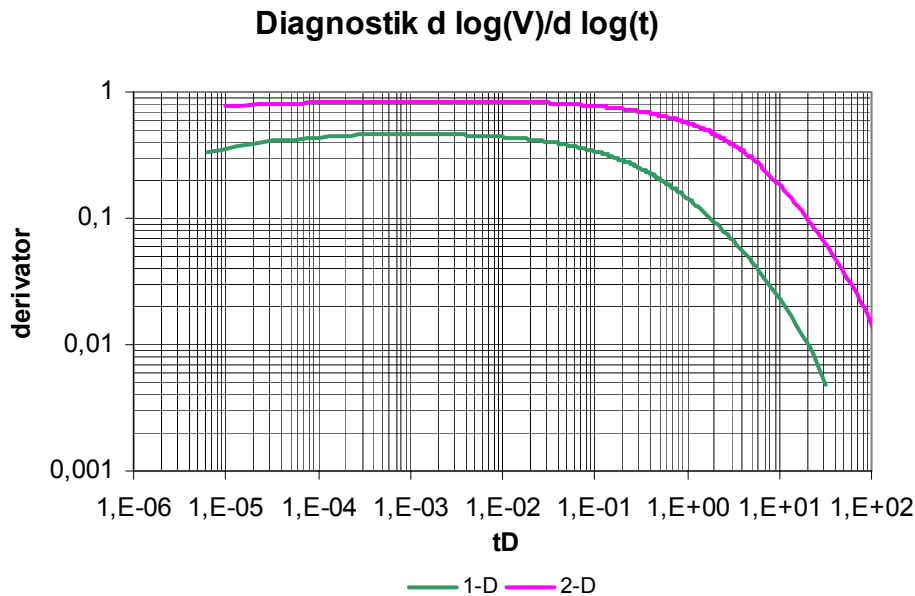
$$\frac{d(\log V)}{d(\log t)} = \frac{d(\ln V)}{dp} = \frac{1}{V} \cdot \frac{dV}{dt} \cdot \frac{dt}{dp} \quad (11)$$

Men eftersom $\frac{dt}{dp} = \frac{d(\exp(p))}{dp} = \exp(p) = t$ get detta:

$$\frac{d(\log V)}{d(\log t)} = \frac{dV/dt \cdot t}{V} = \frac{Q \cdot t}{V} \quad (12)$$

Detta kan enkelt beräknas både från typkurvorna i Figur 2 och från uppmätta data eftersom sambandet mellan t och t_D enbart ges av bruksparametrar och injekteringstryck. I Figur 3 visas sambandet mellan typkurvornas lutning och t_D . Som figuren visar är lutningarna i stort sett konstanta och åtskilda inom ett intervall av flera tiopotenser för injekteringstiden. Ett intervall, som vi också kommer att finna är typiskt för verkliga injekteringsförlopp.

En lutning i diagrammet av $\frac{d(\log V)}{d(\log t)} \approx 0,8$ indikerar således en radiell spridning medan ett värde kring 0,45 indikerar ett endimensionellt kanalflöde. Dessa kurvor kan därför användas till att göra en diagnos av flödesregimen, diagnostiska kurvor för spricksystemets egenskaper



Figur 3 Diagnostiska kurvor för att bestämma flödesdimension vid injektering
(Diagnostic curves in order to determine the dimensionality of the flow)

Stoppvillkor vid injektering

Stoppvillkoren har ett avgörande inflytande på erhållet resultat. I detta avsnitt diskuteras hur tryck- och flödesvillkor påverkar injekteringsförloppet samt principer för att bestämma vilka tryck och flöden som kan användas i olika injekteringssituationer.

En vanlig injekteringsbeskrivning föreskriver ofta att injektering skall fortgå tills stopptryck erhållits. I princip finns det inget stopptryck utan om trycket ökas så går mer bruk in i borrhålet. Den maximala inträngningen är linjär med trycket.

En bättre injekteringsbeskrivning föreskriver istället att flödet skall vara under ett visst värde vid ett givet tryck för att injekteringen skall avbrytas. Detta tryck/flödes villkor kan även kompletteras med ett villkor om en maximal volym som får injekteras.

Teoretiskt skulle man vilja specificera vilken minsta och maximala inträngning som man vill eftersträva för ett givet bruk och berg för att erhålla en tillräcklig stor tätande zon runt tunneln dock utan att sprida bruket för långt. Problemet är att inträngningen inte direkt är en mätbar storhet. Vi kan mäta flödet och volymen som funktion av tiden. Vi får därför nöja oss med att ha ställföreträdande mått för att avgöra om inträngningen är acceptabel eller ej.

Målet med injekteringen är att åstadkomma en heltäckande tätande zon runt tunneln. Varje ”maska” i denna zon medför en drastisk ökning av inläckaget. Avgörande för att lyckas är därför att spridningen av bruket skall överlappa mellan injekteringshålerna för de sprickor där det valda bruket kan tränga in. En annan parameter, som dock har mindre betydelse är tjockleken på den tätade zonen.

Ett dimensioneringskriterium för injekteringen baserat på detta är således att inträngningen i den minsta injekterbara sprickan med god marginal ska nå halvvägs mellan injekteringshålen. I praktiken måste marginalen vara stor eftersom den väg bruket tränger i sprickan är slingrig och mycket längre än det kortaste avståndet (Hakami 1995), dels att de genomsläppliga sprickorna bildar vinkel mot injekteringsborrhålen (Funehag 2005). Slutsatsen är att den teoretiska inträngningen åtminstone bör vara minst dubbla borrhålsavståndet, D . Inträngningen i bergsprickor har studerats utförligt under senare tid (Eriksson 2002, Eklund 2003). Beroende på bruk och berg har man funnit en praktisk gräns för inträngningen av cementbruk vid 50 – 100 μm . För vanlig injekteringscement är 100 μm eller $b_{\min} = 0,1 \text{ mm}$ ett ofta angivet värde. Dimensioneringsvillkoret för ett standardbruk blir således: En inträngning av dubbla borrhålsavståndet för en spricka som har 0,1 mm öppning.

För att förenkla lösningen och mer direkt se hur inträngning, flöde och volym hänger ihop kan man anpassa ett polynom till den numeriskt framtagna lösningen som redovisas i figur 1. Detta möjliggör att den relativa inträngningen (I_D) som funktion av den relativa tiden (t_D) kan tecknas:

$$I_D = 0,015(\log t_D)^3 + 0,135(\log t_D)^2 + 0,45(\log t_D) + 0,58 \quad (13)$$

och:

$$\frac{dI_D}{dt_D} = [0,045(\log t_D)^2 + 0,270(\log t_D) + 0,45] / t_D \cdot \ln 10 \quad (14)$$

Givet bruk och spricköppning kan från den erforderliga inträngningslängden, $I_{\text{erf}} \approx 2D$, kan den relativa inträngningen beräknas som:

$$I_D = I_{\text{erf}} / I_{\text{max}} = \frac{I_{\text{erf}} \cdot 2\tau_0}{\Delta p \cdot b_{\min}} \quad (15)$$

Från Figur 1 kan sedan ett värde på t_D utläsas som sedan ger en beräknad minsta injekteringstid av:

$$t_{\min} = t_D \cdot t_0 = t_D \cdot \frac{6\Delta p \cdot \mu_g}{\tau_0^2} \quad (16)$$

Att injektera längre tid ger givetvis en större säkerhet att man lyckas täta allt som går att täta, men att fortsätta efter ca 3 t_{\min} innebär att man fyller de konduktiva sprickorna på långt avstånd från injekteringshållet till marginell nytta för tätheten.

Det stora flertalet sprickor kommer att förbli oinjekterade. I sådana fall kan de finnas fog för att förenkla problemet vad gäller stoppvillkor utgående från flöde eller volym till att arbeta med den injekteringsbara porositeten. Vad gäller inträngningen bör man beakta dels kraven på en minsta inträngning som styrs av den finaste sprickan som kan injekteras och av den längsta inträngningen som styrs av den största sprickan. Metodik som beskrivs av Gustafson et al (2004) eller Brantberger et al (1998) kan användas för att bedöma vilka sprickvidder som finns och som måste injekteras. Frågor om hur sprickvidder skall mätas och hur verklig sprickvidd står i relation till teoretiska vidder ligger dock utanför syftet med denna artikel. Utgående från dessa ekvationer kan sedan volymen och flödet beräknas för varje tidpunkt eller med andra för en successivt ökande inträngning:

$$V_{\text{tot}} = I_D^2 (2D) \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Delta p}{2\tau_0}\right)^2 \cdot \Sigma b^3 \quad (10)$$

och om vi antar att de sprickor som injekteras är ungefär lika stora kan vi skriva om ekvationen med L som är borrhålslängden och n den injekteringsbara porositeten, dvs. i princip $nL = \sum b$.

$$V = (I_D)^2 \cdot I_{\max}^2 \cdot \pi \cdot n \cdot L \quad (17)$$

och motsvarande för flödet:

$$Q = 2I_D \cdot \frac{dI_D}{dt_D} \cdot \frac{1}{t_0} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\Delta p}{2\tau_0}\right)^2 \cdot \sum b^3 \quad (18a)$$

eller på motsvarande sätt:

$$Q = 2I_D \cdot \frac{dI_D}{dt_D} \cdot \frac{1}{t_0} \cdot I_{\max}^2 \cdot \pi \cdot n \cdot L \quad (18b)$$

Beräkningsgången blir då följande. För varje tid t kan t_D och I_D beräknas för en viss uppsättning sprickor. Därefter kan volymen, flödet och inträngningen som funktion av tiden erhållas. Genom att sätta villkor att inträngningen skall ligga inom vissa gränser kan beräkningar visa på vilket minsta möjliga flöde som skall sättas eller om den maximala volymen skall begränsas.

Teoretisk och även under förutsättning att inga deformationer äger rum i berget så innebär ett ökat tryck ett ökat injekteringsflöde, inträngningslängd och injekteringsvolym. Förändring av flödesvillkoret är enkelt att schematisera. Om en injektering avbryts vid ett givet flöde kommer inträngningslängden att vara kortare än om injekteringen fortsätter och avbryts vid hälften av detta flöde. Hur stor skillnaden i inträngningslängd blir beror dock mycket på den specifika situationen. Mot bakgrund av en designsituation där man önskar få en viss inträngningslängd i en given sprickstruktur kan tryck, flöde och bruk modifieras.

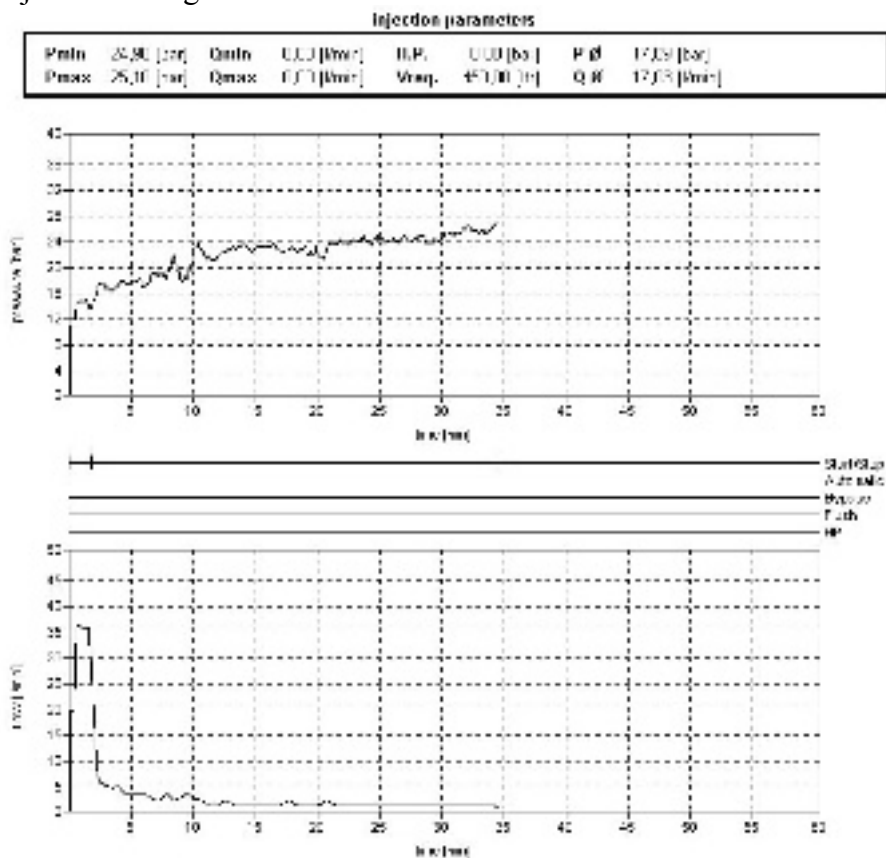
I Tabell 1 ges en översikt över hur olika faktorer kan modifieras för att nå inträngningslängden I . Sambanden kan härledas utifrån ekvationerna ovan.

Tabell 1 Ex. på samband vid olika val av teknik och bruk för att nå inträngningslängden I

Injekteringssituation	Tryck	Reologi Viskositet Flytgräns	Tid att nå I	Flöde vid inträngningen I
1. Referens situation	p	$\mu \quad \tau_0$	t	Q
2. Med dubbelt tryck	$2p$	$\mu \quad \tau_0$	$\sim 1/3t$	$\sim 3,5Q$
3. Med halva viskositeten	p	$0,5\mu \quad \tau_0$	$1/2t$	$2Q$
4. Med dubbla flytgränsen	p	$\mu \quad 2\tau_0$	$\sim 1,5t$	$\sim 0,7Q$

Analys av data från ett injekterat borrhål

Figur 4 visar data för injekterad volym från ett injekterat borrhål (Dalmalm 2004). Som figuren visar startar processen med en hålfyllnad med några minuters varaktighet som sedan följs av ett avtagande flöde.



Figur 4 Data från injektering av ett borrhål (Dalmalm 2004)
(Pressure and flow records from a grout hole)

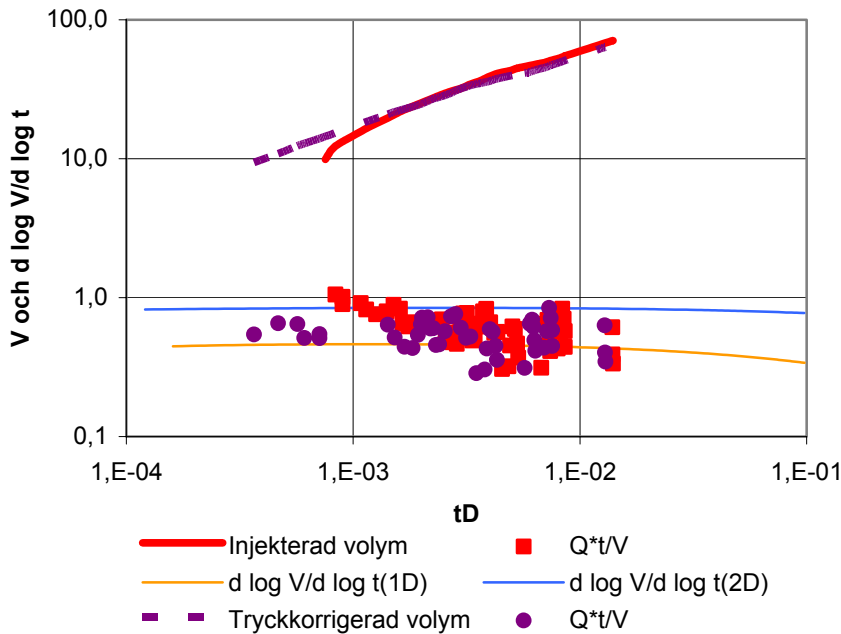
Analys av dimensionalitet

Man ser också att injekteringsstrycket stiger sakta under de första 10 minuterna varför man kan anta att den analytiska modellen för bruksinträngning som redovisats i det tidigare har bäst förutsättningar att stämma efter denna tidpunkt. Följande injekteringsparametrar gäller:

Tabell 2 Bruksegenskaper och injekteringsparametrar för det givna exemplet.

Brukets flytgräns:	$\tau_0 = 1,4 \text{ Pa}$
Binghamviskositet:	$\mu_g = 0,02 \text{ Pas}$
Injekteringsövertryck:	$\Delta p = 2,4 \text{ Mpa}$
Detta ger:	
Maximal inträngning:	$(I_{\max} = 0,86 \cdot 10^6 \cdot b \text{ m (} b = 0,1 \text{ mm)}) \Rightarrow I_{\max} = 86 \text{ m}$
Karakteristisk tid:	$t_0 = 2450 \text{ min}$

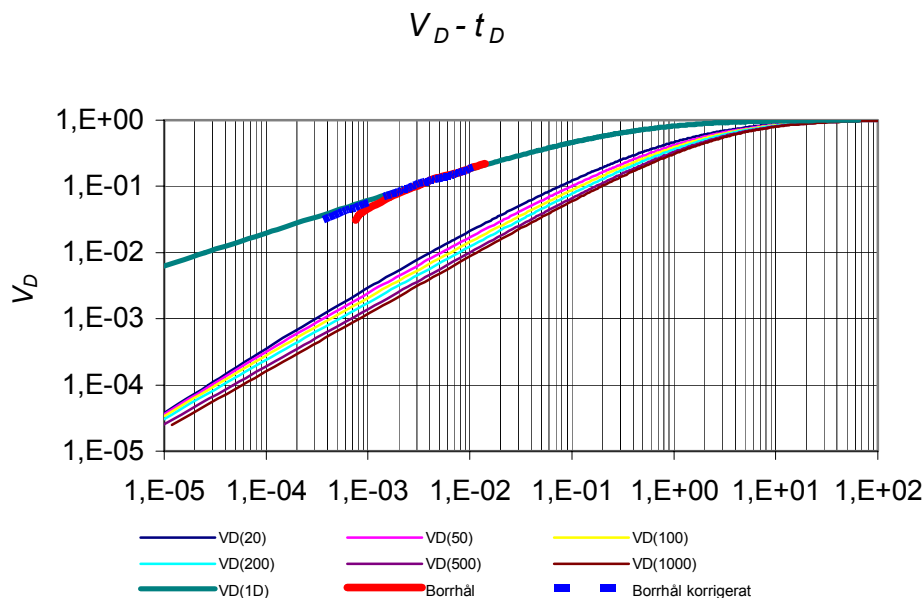
Det bör påpekas att för att göra en analys av flödesdimensionen så behöver vi inte antaga något angående berget. I Figur 5 visas den injekterade volymen och den logaritmiska derivatan, $Q \cdot t/V$, som funktion av relativ tid beräknad med utgångspunkt från injekteringsparametrarna. I diagrammet finns också de diagnostiska kurvorna för 2D- och 1D-födesregimerna inlagda. I diagrammet har en hålfyllnadsvolym utvärderad från inflödeskurvan i Figur 4 dragits ifrån.



Figur 5 *Injekteringsvolym som funktion av t_D för borrhålet.
(Grouted volume as a function of t_D for the bore hole)*

Som framgår av figuren startar kurvan (heldragen röd kurva) med en derivata som ligger nära vad som är typiskt för radiellt flöde medan dess senare del, $t_D > 3 \cdot 10^{-3}$, då injekteringstrycket är stationärt, derivatan ligger nära endimensionellt kanalflöde. För att kontrollera om det lägre trycket i inledningsskedet har en kurva (streckad blå kurva) som baserat på ett flöde som korrigerats proportionellt mot trycket lagts in. Som framgår av figuren ger detta en derivata mycket nära den som gäller för ett kanalflöde.

I Figur 6 har dessa data lagts in på typkurvorna för relativ bruksvolym, $V_D(t_D)$. Som framgår av figuren stämmer den senare delen av datakurvan mycket bra med kurvan för kanalflöde och den korrigerade kurvan stämmer nästan perfekt. Kurvpassningen ger $V_{max} = 300 - 310$ l. Sammantaget ger utvärderingen av borrhålet klara indikationer på att injekteringen skett i en endimensionell kanal.

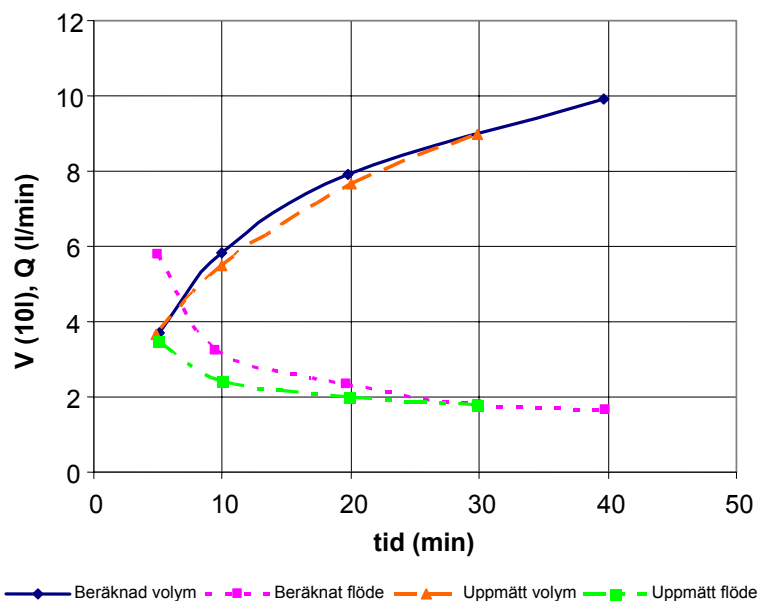


Figur 6 Data från borrhålet inlagda på typkurvorna för relativ bruksvolym.
(Records from the borehole interpreted as relative grout volume / relative time)

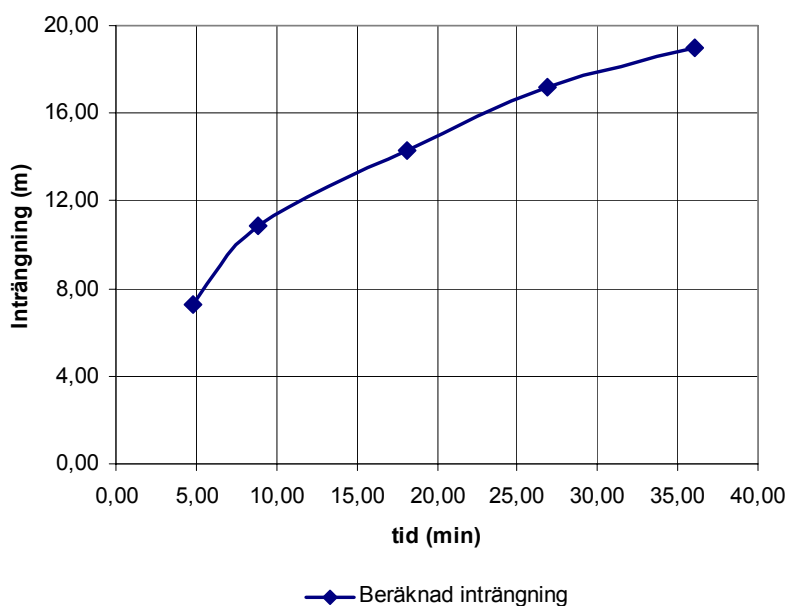
Bestämning av stoppkriterium

Utgående från att flödet är endimensionellt kan vi diskutera för vilket flödeskriterium det vore lämpligt att avbryta injekteringen för att erhålla en viss inträngning. Flödet för endimensionell strömning har använts, men vi måste göra antaganden om bergets egenskaper. Vi har i detta fall antagit att det finns 5 sprickor som alla har en spricköppning på ca 0,1 mm, dvs det som är praktiskt injekterbart. Eftersom det då endast är en parameter, w , som ytterligare måste bestämmas för att kunna använda Ekvationerna 17 och 18 har vi anpassat volymkurvan till vad vi uppmätt efter 30 minuter. Resultatet redovisas i Figur 7 och 8. Vi kan se att det är en relativt bra överensstämmelse mellan uppmätt och beräknat förlopp. Det betyder att den kombination av egenskaper som vi antagit och bara delvis kalibrerat mot uppmätt förlopp kan vara en rimlig beskrivning av bergets egenskaper. Avvikelsen i flöde under de första minuterna kan bero på att vi till en början kanske hade ett mer två dimensionellt flöde eller att hålfyllningen fortfarande pågick. Vi kan även se att inträngningen ökar snabbt till en början. Flödet är under denna tid relativt högt för att sedan avta till ett nästan konstant nivå på ca 2 l/min.

Om målet är att få in bruket 10 meter kommer det enligt Ekvation 15 och Tabell 2 att ge en relativ inträngning av $I_D = I/I_0 = 0,12$. Detta kräver enligt Figur 1 en relativ tid av $t_D = 4 \cdot 10^{-3}$ för en endimensionell kanal. Enligt Ekvation 16 och Tabell 2 ger detta en erforderlig injekteringstid av $t_{min} = t_D \cdot t_0 = 10$ min. Detta är nära jämförbart med den inträngningskurva som redovisas i Figur 8.



Figur 7 Volym och flöde som funktion av tiden
(Calculated and measured volume and flow with time)



Figur 8 Inträngning som funktion av tiden.
(Calculated penetration with time)

Jämför man med volymkurvan i Figur 7 skulle det motsvaras av en volym på ca 55 liter eller ett flöde på ca 3 l/min. Vid ett krav på ca 2 liter / minut skulle vi få en injekteringstid på ca 30 minuter och en inträngning på ca 18 meter. Med andra ord, för en tre gånger så lång injekteringstid erhålles endast ca 80% längre inträngning. Detta exempel illustrerar hur de redovisade ekvationerna kan tillämpas och utgöra ett underlag för beslut av stoppkriterier.

Referenser

Brantberger, M., Eriksson, M., Dalmalm, T., Stille, H., (1998), Styrande faktorer för tätheten kring förinjekterad tunnel, Rapport 3049 Avd. för Jord- och bergmekanik, KTH, Stockholm.

Dalmalm, T., Stille, H., (2003), Some Aspects on Grout Time Modelling, ASCE, Geotechnical Special Publication, No. 120, pp 1466-1477.

Dalmalm, T., (2004), Choice of Grouting Method for Jointed Hard Rock based on Sealing Time Predictions, Doktorsavhandling, Avd. för Jord- och bergmekanik, KTH, Stockholm. ISSN 1650-9501.

Eklund, D., (2003), Penetrability of Cementitious Injection Grouts, Lic. Thesis, Avd. för Jord- och bergmekanik, KTH, Stockholm.

Eriksson, M., (2002), Prediction of Grout Spread and Sealing Effect – A Probabilistic Approach. Doktorsavhandling, Avd. för Jord- och bergmekanik, KTH, Stockholm. ISSN 1650-9501

Funehag, J., (2005), Grouting of Hard Rock with Gelling Liquids – Field and Laboratory Studies of Silica Sol, GEO, Institutionen för bygg- och miljöteknik, Chalmers.

Gustafson, G., Claesson, J., (2004), Steering Parameters for Rock Grouting. För tryck i: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.

Gustafson, G., Fransson, Å., Funehag, J., Axelsson, M., (2004), Ett nytt angreppssätt för bergbeskrivning och analysprocess för injektering, Väg- och vattenbyggaren, nr 4, 2004, pp 10-13.

Hakami, E., (1995), Aperture Distribution of Rock Fractures, Doktorsavhandling, Teknisk geologi, KTH.

Hässler, L., (1991), Grouting of Rock - Simulation and Classification, Doktorsavhandling, Avdelningen för Jord- och bergmekanik, KTH, Stockholm.

HUR TAR VI VARA PÅ INJEKTERINGSFORSKNINGENS RESULTAT?

How can we implement the results from grouting research?

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

Sammanfattning

Följande artikel diskuterar forskningsresultat avseende injektering, hur de kommit att påverka det praktiska utförandet samt hur vi framöver kan arbeta för att mer effektivt ta vara på injekteringsforskningens resultat. Artikeln skrivs med anledning av att SveBeFo är engagerat i flera ”implementationsprojekt” avseende injektering. Ett sådant projekt är boken ”Cementinjektering i hårt berg” som skrivits för att sammanställa kunskap inom områden som berör cementinjektering. Andra implementationsprojekt är att forskare deltar i samband med praktisk injektering för att bidra med sin kunskap samt erhålla praktisk kunskap och verkliga injekteringsdata.

Summary

This paper discusses the results from grouting research and how they have and may be implemented in practical grouting. The paper is written based on that SveBeFo is involved in several projects with the aim to “implement” grouting results in the practical application. One such project has been to summarise the grouting knowledge in a textbook, “Cement grouting in hard rock” (in Swedish). Other projects aiming to implement grouting knowledge are practical grouting projects where the researchers take part in the process contributing with their knowledge and receiving knowledge as well as real grouting data from the practitioners.

Inledning och bakgrund

I denna artikel diskuteras möjligheter att ta vara på injekteringsforskningens resultat och kunskaper för att nå ett bättre injekteringsresultat. Avsikten är att artikeln ska förstärka processen där företag och högskolor tar vara på varandras erfarenheter. Artikeln skrivs i samband med att SveBeFo på olika sätt är engagerat i flera projekt med syftet att minska avståndet mellan forskningen och tillämpningen på injektering.

Tätning av berg genom injektering har i Sverige varit föremål för forskning och utveckling under ca 40 år i Sverige. Injektering användes tidigt i samband med dammbyggnad och tätning runt schakter för att senare tillämpas vid utbyggnad av infrastrukturanläggningar. Injekteringsfrågor är fokus för stort intresse i branschen vilket har flera orsaker. En stor satsning på injekteringsforskning med finansiering från olika håll har pågått sedan mitten på 90-talet. Hur kan resultaten av denna forskning tas till vara på bästa sätt och vilka möjligheter finns till en effektivare produktion?

Nedan anges några orsaker till intresset för injektering och därefter diskuteras hur de senaste årens forskning skulle kunna bidra i dessa frågor.

Intresset för injektering – vad beror det på?

Under senare år har flera stora infrastrukturprojekt drabbats av stora kostnadsökningar då det varit svårt att uppfylla täthetskraven. Att täta berget till den nivå som kravet anger kan kräva betydande tätningsinsatser och möjligheterna att i förväg med begränsat underlag beskriva lämplig injekteringsteknik och kostnadsuppskatta tätning har visat sig vara svårt.

En annan orsak till att injekteringsfrågor uppmärksammas är att tätningsarbete står för en betydande del av den totala produktionstiden för tunnlar och samtidigt bedöms att det finns en betydande utvecklingspotential. Kan man bättre lyckas med att täta berget tillräckligt tätt på en kortare produktionstid finns stora ekonomiska förtjänster att hämta. Utgående från angivna produktionstider i Hartwig & Nord (1998) samt Dalmalm (2004) erhålls att injekteringen motsvarar ungefärligen mellan 30 och 50 procent av den totala drivningstiden. Enligt Hartwig & Nord (1998) är typisk drivningstid för en 4,9 m salva i en 70 m² tunnel ca 13 timmar. Denna tunnelstorlek motsvarar ungefärligen enkel tunnlar på Södra Länken där injekteringstiderna, utan ominjektering, varierade mellan 8 och 14 timmar per 5 meter tunnel (Dalmalm, 2004). Här varierar säkert erfarenheterna men att injekteringen i Sverige idag står för en betydande del av produktionstiden vid tunnelbyggande bör stå utom tvivel.

En tredje orsak står att finna i ett generellt ökat miljömedvetande och fokusering på miljöfrågor i samband med infrastrukturprojekt. En utlösande händelse kan som exempel ha varit Hallandsåsens tätningsproblem. Här uppstår komplicerade frågor om

spridning av tätningsmedel till vattentäkter eller annan känslig miljö samt faror såväl som möjligheter med alternativ till cementbaserade tätningsmedel. Det uppstår till viss del en konflikt mellan att täta berget, dvs att bevara grundvattennivåer, och att undvika att sprida tätningsmedel till känslig miljö.

Vad är svårt med injektering?

Injektering är en teknik att täta berget. Borde vi inte efter att ha injekterat i mer än 50 år veta hur det skall göras och hur lång tid det tar? Injektering är en komplex process som kontinuerligt utvecklas och det är därför inte konstigt att det i flera fall alltjämt är svårt. Det finns dels tekniska svårigheter som injekteringen innefattas av, dels andra orsaker väl värda att nämna.

Tekniskt sett är injektering svår eftersom det är en process där resultatet styrs av bergsprickornas karakteristika, injekteringsmedlets egenskaper och det tekniska utförandet. För att kunna projektera (designa) injekteringen är det därför viktigt att ha god kunskap om dessa tre faktorerers inverkan på resultatet. Eftersom allmänt tillgängliga modeller och analysverktyg hittills i stort saknats samt att den hydrogeologiska informationen i projekteringsfasen vanligtvis är begränsad blir projektörens roll mycket svår. I byggskedet erhålls mer information men i detta läge kan tidplaner, utförande och ersättning vara kontraktsmässigt låst.

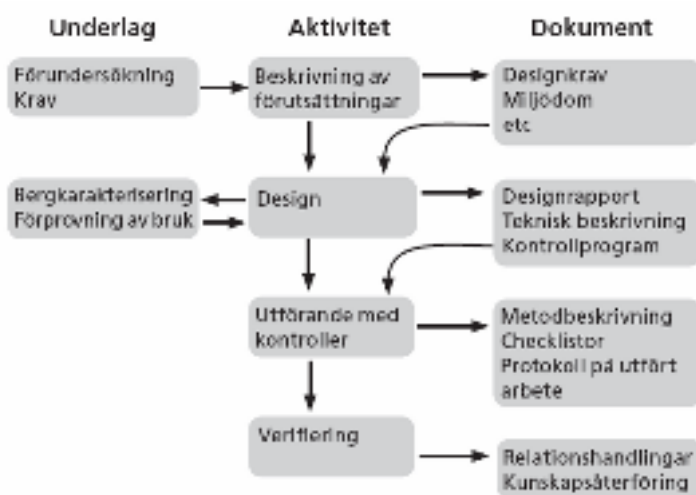
Utöver det tekniska kan även andra orsaker finnas varför injektering är svår. Bergbyggnad är ett område där kunskapen till stor del är erfarenhetsbaserad. Den teoretiska utbildningen på högskolor kompletteras med projekterfarenhet vilket sammantaget ger en stark kompetens. En nackdel är dock att kompetensen är samlad mer hos enskilda individer än i organisationerna. Därmed kan kunskap inom bergbyggnadsområdet ”pensioneras” i takt med att personer ”pensioneras” och aktivt lämnar vår bransch. Bergbyggnad är också något som huvudsakligen utförs i projekt vilket innebär att en organisation sätts samman för att utföra en uppgift. Bergbyggnad kan i mångt och mycket betraktas som utvecklingsprojekt där förutsättningarna till stor del är okända men där målet är fastställt (Engvall, 2002). Den sammantagna bilden av detta är att det är svårt att kräva att branschen som sådan skall kunna fånga upp och implementera kunskap.

Ny kunskap

De senaste årens forskningsinsatser har givet resultat som potentiellt kan bli av stor betydelse för möjligheterna till en säkrare prognos av injekteringen samt ett bättre resultat.

För att uppnå detta krävs dock ett systematiskt angreppssätt där hela injekteringsprocessen beaktas från förutsättningar och design till utförande. I Figur 1 illustreras injekteringsprocessens olika delar och det kan inses att för att uppnå ett bra

resultat krävs att denna helhet beaktas. Exempelvis, om man i designfasen inte har en förståelse och kunskap om praktisk injektering, dvs utförandet, finns en uppenbar risk för att förslaget injekteringsutförande inte är praktiskt genomförbart. Även det omvända gäller. Om man föreslår ett praktiskt utförande utan en grundläggande analys av hur bergets och brukens egenskaper samt den tekniska lösningen finns risken att injekteringen inte uppfyller ställda krav. Helheten är således viktig.



Figur 1 Principiell bild som visar injekteringsprocessens olika delsteg (Cementinjektering i hårt berg, 2004)

Figure 1 Illustration of different activities in the grouting process

Två viktiga aktiviteter i injekteringsprocessen är design och utförande.

Designarbetet avser att beskriva hur injekteringarna skall utföras för att uppfylla kraven. För att kunna föreslå en lämplig design krävs en analys av problemet. En första del i detta arbete är att analysera svårighetsgraden på injekteringen. Det vill säga, är det svårt att uppnå ställda krav på injekteringen eller är injekteringen relativt lätt. Detta kan uppskattas enligt Tabell 1. I den visas att svårighetsgraden 1-3 kan bedömas mot bakgrund av vilken konduktivitet som behöver nås i det injekterade berget samt vilket tätningseffekt detta motsvarar. Tätningseffekt avser den relativa sänkning av inläckaget som en injektering ger vilket exempelvis kan vara från 10 l/min till 1 l/min över en viss sträcka. Tätningseffekten är då 90%. Konduktiviteten avser den absoluta nivå på bergmassans genomsläpplighet runt tunnelns som injekteringen skall ge vilket exempelvis kan vara att injektering skall uppnå en genomsläpplighet motsvarande en konduktivitet på $1 \cdot 10^{-8}$ m/s.

Att använda både ett absolut och ett relativt mått har en fördel. Exempelvis så är det svårare att täta en bergmassa till en konduktivitet på 10^{-8} m/s än till 10^{-7} m/s även om det relativt skulle kunna vara lika stor sänkning. Det relativa måttet är värdefullt

eftersom det är svårare att injektera en bergmassa till 10^{-6} m/s från 10^{-8} m/s till än från 10^{-7} m/s till 10^{-8} m/s även om den absoluta nivån som skall uppnås är den samma.

Tabell 1: Underlag för bedömning av hur svår en injektering är.

Table 1: Estimation of the difficulty of a grouting operation. Increasing number represents more difficult.

		Bedömd erforderlig tätningseffekt		
		<90%	90-99%	>99%
Bedömd erforderlig konduktivitet	$>10^{-7}$	1	1	2
	$10^{-7}-10^{-8}$	1	2	3
	$<10^{-8}$	2	3	3

Utgående från bedömd svårighet på injektering kan olika analysmetoder behöva tillämpas för att göra det troligt att injekteringarna kommer att lyckas samt vilken teknisk insats som krävs. De analysmetoder som finns är i princip

- Empiriska (erfarenhet och projektuppföljning)
- Teoretiska (analytiska och numeriska beräkningar)
- In situ provning (fältförsök och aktiv design)

I de enklare fallen kan lämplig teknik utvärderas utifrån erfarenhet men i mer komplicerade injekteringssituationer kan teoretiska analyser och in situ provning krävas som komplement.

Underlag för teoretiska analyser har presenterats i olika forskningsrapporter. Underlag för analyser avser indata avseende bergets sprickor (bergkaraktärisering) och brukens egenskaper (förprovning av bruk). Forskningens bidrag med olika matematiska modeller, både analytiska och numeriska, möjliggör beräkning på bruksspridning och tätningseffekt på objektiva grunder. Underlag avseende bergets sprickor, bergkaraktäriseringen, är en väsentlig grund för val av bruk och teknik för injekteringen. Målet är att visa att föreslaget bruk och teknik gör troligt att en tillräcklig stor andel av de sprickor som förekommer tätas vid injekteringsarbetet. Brukens egenskaper, exempelvis avseende flytförmåga och inträngningsegenskaper, kan bestämmas vid en förprovning. Genom att prova flera bruksblandningar, kan en ”verktygslåda” att välja från i samband med injekteringsarbetena skapas. Den ökade kunskapen om brukens egenskaper och en höjning av kvaliteten på cementen har ökat möjligheterna att finna bruk som är lämpliga för olika injekteringssituationer.

Utförandet avser både själva injekteringen samt kontroller på utförande och resultat. Det är uppenbart att oavsett hur ”bra” design som görs så måste den vara anpassad till att

vara praktiskt genomförbar. Kontrollerna bör därför syfta till att kontrollera att ”*rätt saker görs*” och att ”*saker görs rätt*”. Att rätt saker görs kan principiellt ses som en kontroll av att designen varit relevant för problemet. De saker vi vanligtvis förknippar med kontroller är att saker görs rätt, dvs om vi blandar rätt, använder rätt tryck etc. Forskningens bidrag avseende utförandet kan exempelvis avse hur resultatet av injekteringen skall undersökas eller hur bruksegenskaperna starkt påverkas av en felaktig blandning. Ett viktigt bidrag från forskningen kan vara att undersökningar av bergets egenskaper, injekteringsresultatet och egenskaperna hos bruket inte blir för omfattande men ändå ger underlag för riktiga beslut.

Behov

De resultat som injekteringsforskningen uppnått är utan betydelse om dom inte kommer till praktisk nytta. Av denna anledning finns behov av att ”ta vara” på resultaten. Avseende berginjekteringen sker en överföring av forskningsresultat till produktion genom att specialisterna anställs av företagen. Denna form av överföring är dock relativt begränsad till ett fåtal personer och ett fåtal företag. För att få en bredare spridning på resultatet finns avhandlingar och rapporter tillgängliga men ”tröskeeffekten” från teoretiska studier till praktisk implementering är relativt hög och relativt få forskningsresultat når praktisk tillämpning den vägen.

För att ta till vara forskningsresultaten kan därför ett fördjupat samarbete mellan högskolor och industrin vara ett naturligt sätt att föra ut forskningsresultaten till praktisk tillämpning. Ett sådant fall var injekteringen av APSE tunneln vid Äspö laboratoriet (Emmelin et al, 2004). Vid utformningen av den deltog beställare, projektör, entreprenör samt forskarna. Resultatet av injekteringen var bra avseende att en mycket hög täthet kunde nås med en mycket begränsad mängd cementbruk vilket var ett av syftena med injekteringen. Andra resultat som uppnåddes var en kunskapsöverföring mellan de olika inblandade parterna. Ett viktigt resultat var också att forskarna samt beställaren kunde uppmärksamma praktiska aspekter som behöver beaktas för att nå det resultat som eftersträvas.

Ytterligare finns behov av vidareutbildning av projektörer och utförare för att möjliggöra att den teoretiska kunskapen sprids till en större grupp än de som deltar i forskningen.

Pågående

I SveBeFo's regi har olika projekt initierats med avsikten att underlätta implementering av forskningsresultaten i praktiskt utförande. Ett projekt är ett så kallat "implementeringsprojekt" avseende injekteringskunskap vid Björnböletunneln på Botniabanan. I detta projekt diskuterar forskare och utförare tillsammans injekteringarna och försöker uppmärksamma vad som skulle kunna förändras med avsikt att uppnå ett bättre resultat, sett antingen som täthet eller produktionseffektivitet.

Avsikten är även att påbörja ett så kallat "demoprojekt", där man redan under planeringen inför ett större infrastrukturprojekt startar ett samarbete mellan forskarna och andra intressenter. Avsikten är att forskningens kunskap skall kunna tillföras projektet löpande genom hela processen.

För att sprida forskningsresultaten har även en "kunskapsbok" om injektering tagits fram, "Cementinjektering i hårt berg", med finansiering av Vägverket, Banverket och SveBeFo. Det finns flera motiv till boken. Ett grundläggande behov är att föra ut den teoretiska kunskap som är framtagen. Bokens avsikt är därför att ge en samlad bild av etablerad kunskap inom injekteringsområdet. Den spänner över ett relativt brett område och presenterar dels övergripande injekteringsprocessen, dels specifika aspekter på karakterisering av berg, egenskaper hos cementbaserade injekteringsmaterial, design av injektering samt produktionsmässiga och kontraktsmässiga aspekter på injekteringsarbeten. Ett annat motiv till boken är att den skall kunna fungera som en gemensam plattform för kommunikation mellan olika aktörer, exempelvis mellan beställare och entreprenör.

En vidareutbildningskurs för utförare var planerad att ges 2004. I planeringsarbetet deltog forskare, projektörer och utförare. Bristande intresse främst från utförarnas sida gjorde dock att kursen ej genomfördes. Kursen fick också kritiken att den var för lång. Mot bakgrund av detta planeras nya kurser där omfattning begränsas och inriktning förtydligas mot olika grupper. Det finns dock motiv till att olika grupper möts för att få ökad förståelse för varandras uppgifter och synsätt varför upplägget som planeras är en kursdel gemensam för beställare, projektörer och utförare kombinerat med kursdelar för respektive grupp. En svårighet är finansieringen. Det är relativt stora kostnader förknippade med att planera och hålla en kurs. Samtidigt blir det stora kostnader för företagen med kursavgifter, resor, logi och förlorad arbetstid. Med tanke på de stora vinster som en ökad kunskap kan ge borde det dock vara mycket motiverat med en satsning på vidareutbildning.

Avslutande diskussion

De svårigheter som praktisk injektering konfronteras med är många. Dels finns osäkerheter avseende bergets egenskaper och hur de varierar från en skärm till en annan, dels är injekteringstekniken ett komplicerat samspel mellan sprickornas och brukens egenskaper samt injekteringstekniken. Svårigheter uppstår även hur injekteringsarbeten skall upphandlas och ersättas för att få en rimlig fördelning på risker mellan utförare och beställare. För att bedöma lämplig teknik, åtgång av tid och resurser för injektering och fördela risker finns behov av en mer strukturerad designprocess.

Den praktiska kunskap som finns kan vara svår att överföra från ett projekt till ett annat och kraven på att kunna utföra tätning till rätt nivå till en i förväg kalkylerad kostnad är därför svår. Forskningen kan bidra med analysmetoder som beskriver bergets vattenvägar, brukens egenskaper och hur tekniken skall tillämpas.

För att detta skall lyckas krävs dock att forskningen kan svara upp till de frågeställningar som praktiken kräver. Detta i sin tur uppnås enklast genom samarbete mellan forskning och praktik där olika inblandade parter kan få nytta av varandras erfarenheter. Det finns även behov av utbildning eller kunskapsöverföring, dels inom industrin för att föra över kunskaper från äldre till yngre, dels mellan forskning och praktik.

Denna artikel har försökt belysa några av dom frågeställningar, möjligheter och behov som finns avseende att ta till vara injekteringsforskningens resultat. Det är många personer som är engagerade i dessa frågor och det är viktigt med samarbete för att nå en förståelse för olika aspekter på en komplicerad teknik.

Referenser

Emmelin, A., Eriksson, M., Fransson, Å., Wilson, L., 2004. Injekteringsförsök i Äspöundersökningar, design och praktiskt utförand. Bergmekanikdagen 2004, SveBeFo, Stockholm. Pp 67-78.

Engwall, M., 2002. Implementation eller innovation. Ledarskapets olika skepnader – exemplet Hallandsås (red. Danielsson, Holmberg). Studentlitteratur ISBN 91-44-02181-X, pp121-134.

Eriksson, M., Stille, H., 2005. Cementinjektering i hårt berg. SveBeFo, Stockholm.

Hartwig, S., Nord, G., 1998. Twenty-five years of tunnelling technology development – And what comes next. Underground constructions in modern infrastructure, Stockholm 1998 (red. Franzén, T., Bergdahl, S.G., Nordmark, A.). ISBN 90 5410 964 5, Balkema, Rotterdam, pp 335-347.

Avhandlingar

De doktorsavhandlingar som har tagits fram vid de tekniska högskolorna avseende injektering anges nedan. En hel del andra publikationer finns tillgängliga som bidrar med kunskap i injekteringsfrågor. Många av dessa återfinns i referenslistan i boken Cementinjektering i berg.

Andersson, H., 1998. Chemical rock grouting – An experimental study on polyurethane foams. Doktorsavhandling, Chalmers tekniska högskola, Geologiska institutionen, Göteborg, Sweden.

Dalmalm, T., 2004. Choice of grouting method for jointed hard rock based on sealing time predictions. Doktorsavhandling, Kungliga tekniska högskolan, Avdelningen för jord- och bergmekanik. Stockholm.

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

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

Håkansson, U., 1993. Rheology of fresh cement-based grouts. Doktorsavhandling, Kungliga tekniska högskolan, Avdelningen för jord- och bergmekanik. Stockholm.

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

Janson, T., 1998. Calculation methods for estimation of grout take in hard jointed rock. Doktorsavhandling, Kungliga tekniska högskolan, Avdelningen för jord- och bergmekanik. Stockholm.

Swedenborg, S., 2001. Rock mechanical effects of cement grouting in hard rock. Doktorsavhandling, Chalmers tekniska högskola, Geologiska institutionen, Göteborg, Sweden.

BERGTEKNISK ANALYS AV CITYBANANS KORSNING MED T-CENTRALEN BLÅ LINJEN

Rock Engineering Issues for City Link's Conjunction with Central Subway Station in Stockholm

Yanting Chang, WSP Sverige

Roberth Colliander, WSP Sverige

Sammanfattning

Detta föredrag redovisar de bergtekniska frågeställarna beträffande tunneldrivningsmetoder och bergstabiliteten för Citybanans korsning med centralstationen för tunnelbanans blå linje (T-blå). Vid korsningen kommer Citybanans två stationstunnlar att passera under tunnelbanestationen utan bergtäckning. Detta innebär att broar måste byggas över Citybanan samt att plattformen i T-blå rivs och byggs om.

Projekteringen och byggandet av korsningen med T-blå är en stor teknisk utmaning. Påverkan på tunnelbanetraffiken under byggtiden är en av de viktiga frågorna. Den preliminära projekteringen indikerar att alternativet med enkelspårtrafik vid två tillfällen under byggtiden är det gynnsammaste. Med detta alternativ kan dubbelspårtraffiken köras i T-blå under längst tid under byggperioden.

Beträffande bergstabiliteten har hittills preliminära analyser utförts. Resultaten indikerar att stabilitet kan erhållas vid korsningen. Detta kommer dock att verifieras med hjälp av kompletterande geologiska undersökningar samt 3D numeriska beräkningar.

Summary

This article describes the investigation of rock engineering issues regarding methods for tunnel excavations and stability for the conjunction between the City Link tunnels and the existing subway station in the central part of Stockholm. At the conjunction there will be two station tunnels for the City Link situated directly beneath the subway station, which leads to that bridges have to be built over the City Link and the existing floor of the subway station must be re-built.

The design and construction of the conjunction is a complex engineering task. The impact on the subway traffic during the construction is one of the major issues. The preliminary design indicates that the alternative with one-track traffic during two periods of the construction is most advantageous. With this alternative, double-track traffic of subway is enabled for the major part of the construction period.

Regarding the stability issues, preliminary studies have been conducted. The results indicate that the stability at the conjunction can be ensured. However, these results are to be verified by complementary geological investigations and 3D numerical analyses.

INLEDNING

Den planerade Citybanan (CB) för pendeltågtrafiken i Stockholm har tre stationer i innerstaden: Station Odenplan, Station City och Station Södra. För Station City utformas två bergtunnlar med fyra spår. Från stationsplattformen i CB skall det finnas möjlighet för trafikanter att direkt stiga om till tunnelbanans stationsplattform eller busstrafiken via rulltrappor, hissar och gångtunnlar.

Flera förslag till berguttag och utformning av bergrummen har studerats med hänsyn till påverkan på tunnelbanetraffiken, brokonstruktioner och bergstabiliteten. Beträffande påverkan på tunnelbanetraffiken finns olika alternativa lösningar framtagna för berguttaget under den preliminära projekteringen. Detta föredrag beskriver de bergtekniska frågeställarna beträffande tunneldrivningsmetoder och bergstabiliteten vid korsningen.

LÄGESBESKRIVNING

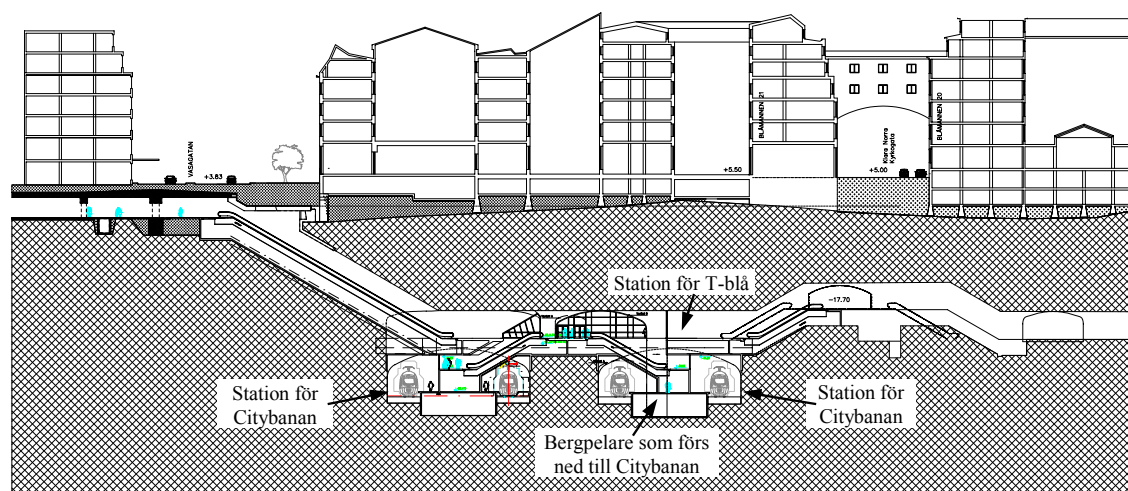
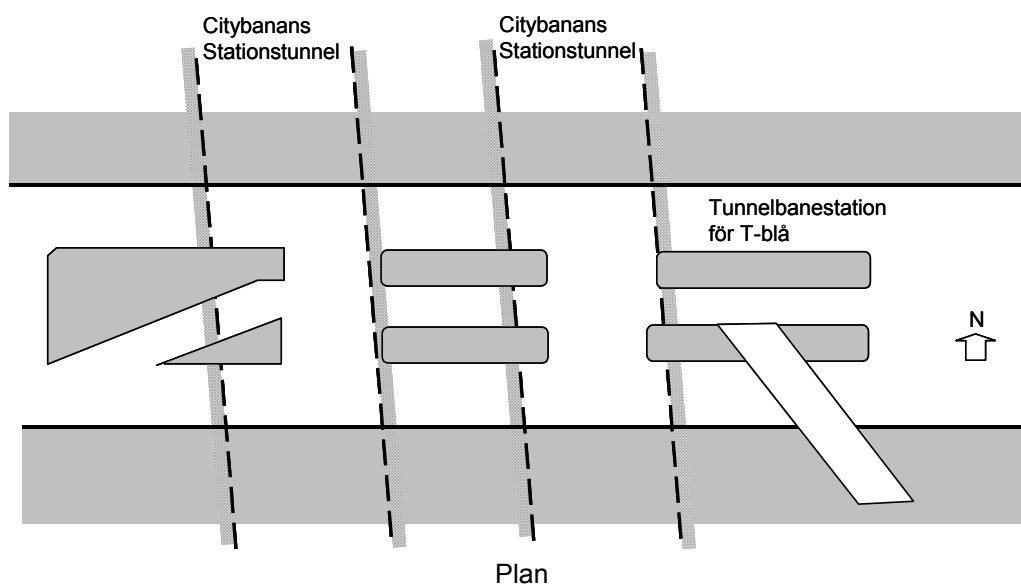
Tunnelbana T-blå (Järvabanan)

T-Centralens plattformar för T-blå (Järvabanan) ligger i en bergtunnel placerad diagonalt under Mäster Samuelsgatan mellan Vasagatan och Sergels Torg. Plattformen ligger på nivån $-23,4$ meter och rök ca $-24,3$ m. Stationsvalvets krön ligger på nivån ca $-18,0$. Bergrummen i tunnelbanestationen har en total bredd på ca 35 m med en mittgångtunnel och två sidoplattformar. Berget i stationen är förstärkt med bergbultar och sprutbetong.

Utformning av Station City vid korsningen med T-blå

Höjdläge och sträckning för Citybanans spår- och stationstunnlar har bestämts av funktionella krav och även av ett antal tekniska förutsättningar. Station City för Citybanan är utformad i två ca 25 m breda, 9 m höga bergtunnlar, placerade i nordsydlig riktning mellan korsningen Vasagatan/ Klarabergsgatan samt Klara Norra Kyrkogata/Kungsgatan, i princip vinkelrätt rakt under stationen för den blå tunnelbanelinjen. Station City har tre uppgångar: en vid den norra ändan, en i mitten och en vid södra änden. RÖK för stationen ligger på nivån ca $-33,5$ m.

Vid korsningen med stationen i T-blå passerar Citybanans tunnlar under T-blå utan bergtäckning. Från Citybanans plattformar leder rulltrappor upp till plattformen i T-blå. Det valda höjdläget av Citybanans tunnlar innebär att plattformen i T-blå kommer att rivs och byggas om samt att broar byggs för tunnelbanetågen (se figur 1).



Figur 1. Ett av alternativen för utformningen av korsningen med T-blå
One of the layout alternatives of the conjunction with existing subway station

Föreslagna lösningar för brokonstruktion

Ett antal alternativa brokonstruktioner (betong- eller stålkonstruktioner) har tagits fram, vilka ger olika påverkansgrader på tunnelbanetraffiken under byggtiden. Nuvarande huvudlösningar för brokonstruktionen är prefabricerade och platsgjutna betongbroar.

BERGTEKNISKA FRÅGESTÄLLNINGAR

Byggnation av korsningen med T-blå är en stor teknisk utmaning. De viktiga bergtekniska frågeställningarna är sammanfattade i tabell 1.

Tabell 1. Tekniska frågeställningar för bergprojektering
Rock engineering issues

Problemområde	Teknisk frågeställning
Bergdrivning	<ul style="list-style-type: none">• Avstängningstid för Tunnelbanetrafiken;• Vibrationer från sprängning;• Hantering av spränggaser;• Hantering av brandrisker;• Stötvågor från sprängning;• Byggbuller;• Fallande sten.
Bergstabilitet	<ul style="list-style-type: none">• Stabiliteten i bergpelarna som förs ned från T-blå till Citybanan;• Stabiliteten vid stor spännvidd i T-blå;• Stabiliteten i bergvalv vid anslutningen till T-blå.

En preliminär bedömning indikerar att en väl planerad bergdrivning med hänsyn till påverkan på så väl tunnelbanetrafiken som resenärer är en betydande framgångsfaktor. På grund av att T-blå är en högt trafikerad linje i Stockholm City, ska enkelspårtrafiken under byggtiden vara så kort som möjligt. Tunnelbaneresenärerna ska skyddas mot spränggaser, fallande sten, brand och obehagligt buller.

Bergstabiliteten ska säkerställas enligt gällande föreskrifter och normer. Preliminära analyser har utförts, medan fördjupade bergmekaniska analyser och kompletterande geologiska undersökningar kommer att genomföras.

BERGUTTAGSSEKVENSER

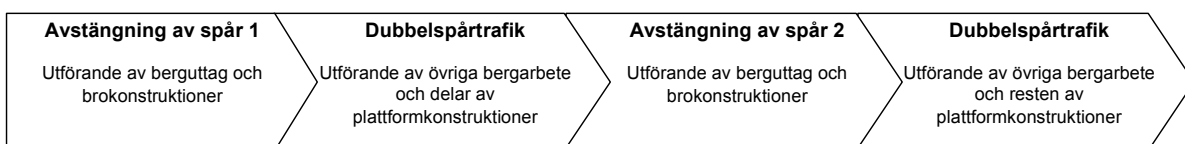
Berguttagssekvenser är beroende på val av avstängningsalternativ av T-blå för byggnationen av broarna. Flera avstängningsalternativ har utretts, t ex:

- 1) Enkelspårtrafik vid två tillfällen under byggtiden;
- 2) Tunnelbanestationen stängs helt under hela byggtiden;

Utredningen indikerar att alternativet med enkelspårtrafik vid två tillfällen är det fördelaktigaste. Huvudsyftet med detta alternativ är att dubbelspårtrafiken ska kunna köras i T-blå så lång tid som möjligt under byggperioden. Tanken är att ett spår i T-blå under en kort tid ska stängas av för att bygga broarna. När bro- och tillhörande skyddskonstruktioner är byggda, kan trafiken i T-blå återtas på detta spår. Skyddskonstruktionen, som ska vara gastät och brandsäker, avskiljer T-blå spår från byggområdena så att spränggaser, eventuell uppkomst av brand och fallande stenar inte utgör en hot mot säkerheten för passagerare och trafik i T-blå. Byggprocessen för detta alternativ innebär att enkelspårtrafik måste köras under två tillfällen under byggtiden (se figur 2):

Avstängning av spår 1 för brokonstruktion och ny plattform på ena sidan av stationen; Berguttag görs inom de avspärrade områdena. När broar och skyddskonstruktionen är klara, släpps tunnelbanetrafiken på för detta spår;

Avstängning av spår 2 för brokonstruktion och ny plattform på andra sidan av stationen efter det att all övriga byggarbeten i steg 1 har avslutats. Berguttag görs inom de avspärrade områdena.



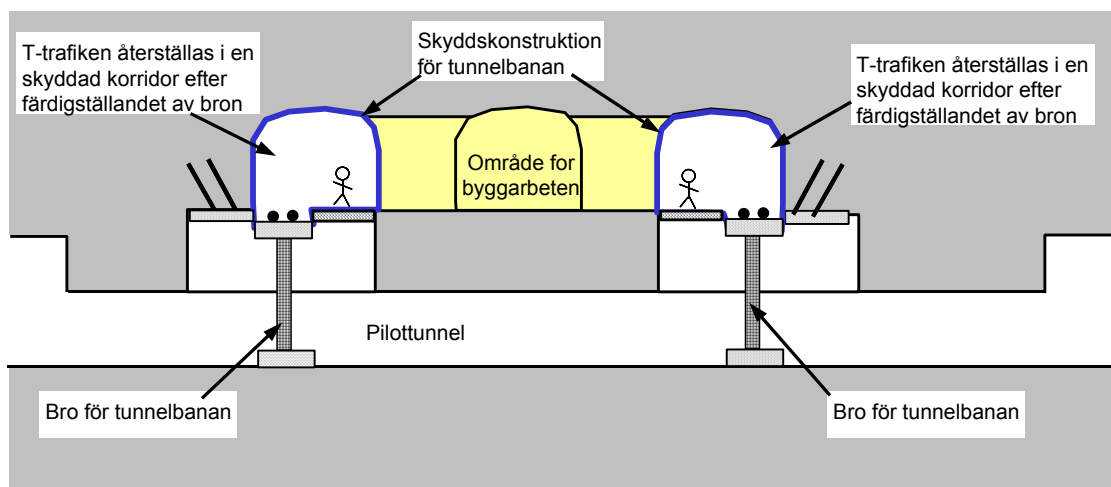
Figur 2. En övergripande skiss av byggprocessen för korsning med T-blå.
Overview of the construction process for conjunction with subway station

En kortfattad beskrivning av bergarbeten för detta alternativ redovisas nedan.

1. Två sidopiloter för varje stationstunnel med reducerad höjd drivs genom området. Under T-blå ska en bergtäckning på minst 5 m erhållas.
2. Mellanslag uttages mellan piloterna och betongfundament för brostöden platsgjuts.
3. Montering av spärren (spärren ska vara gastät och brandsäker).
4. Spår 1 stängs.
5. Berget över mellanslagen tas ut upp till T-blå för byggnation av bron.
6. Tunnelbanetrafiken återtas på spår 1 efter det att bron och skyddskonstruktionen byggts.
7. Spår 2 stängs av efter montering av nya spärren och demontering av den gamla.

8. Berget över mellanslagen tas ut upp till T-blå för byggnation av bron för spår 2.
9. Tunnelbanetrafiken återtas på spår 2 efter bro- och skyddsstrukturen har byggts (se figur 3).
10. Övriga berguttags och byggnation av plattform inom det avspärrade området.

Denna berguttagssekvens kan med mindre modifikationer tillämpas oavsett typ av brokonstruktion. Avstängningstider samt den totala byggtiden varierar dock t.ex. på grund av kraven på utrymme för brokonstruktioner.



Figur 3. Skiss över skyddade korridorer för tunnelbanan under byggtiden
Sketch of protected corridors for the subway during the construction of the conjunction

BERGSTABILITET

Följande bergstabilitetsproblem har identifierats som kritiska:

- Stabiliteten i taket i T-blå vid stor spännvidd (ca 35m);
- Stabiliteten av bergpelarna;
- Stabiliteten av bergvalvet vid anslutningen till T-blå.

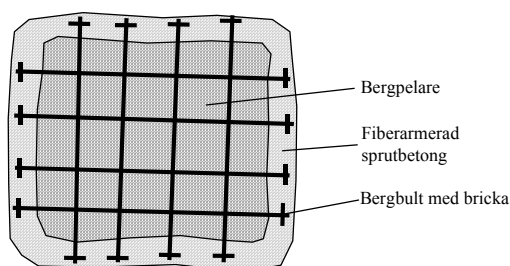
En preliminär analys har gjorts för stabiliteten i taket vid stor spännvidd i T-Blå. Analysen indikerar att storskalig stabilitet kan erhållas. Detta kommer dock att verifieras med hjälp av kompletterande geologiska undersökningar samt 3D numeriska beräkningar.

Stabiliteten i de blivande bergpelarna i den östra stationstunneln är avgörande för den storskaliga bergstabiliteten i området. Följande faktorer har bedömts som viktiga för stabiliteten i bergpelarna:

- Påkänningar i bergpelarna, som i sin tur är beroende på nuvarande belastning i pelarna;
- Horisontella initialspänningar i bergmassan inom området;
- Bergpelarnas bärförmåga, som är beroende på bergmassans kvalitet, sprickorienteringar och bergförstärkningar.

Ett undersökningsprogram har upprättats för detta område med syftet att få kännedom om den nuvarande belastningen i bergpelarna och bergmassans kvalitet.

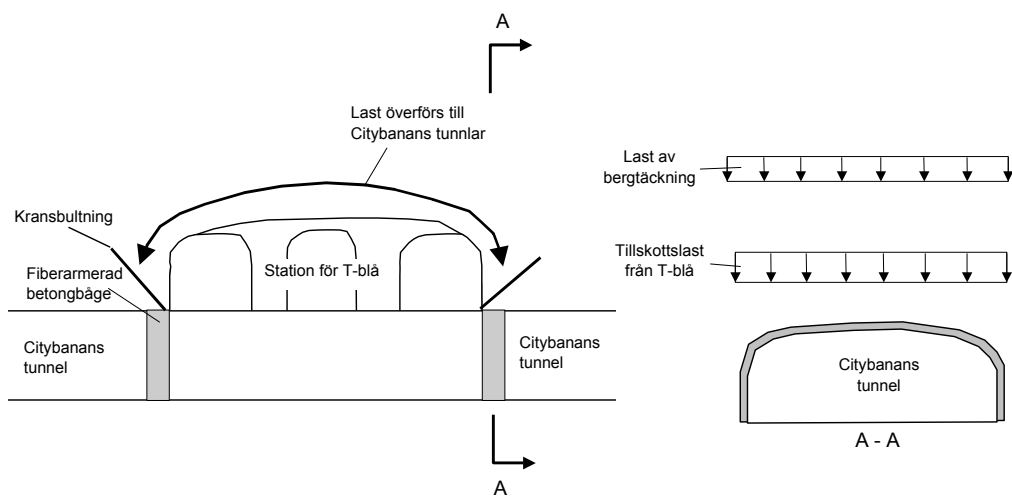
Preliminärt har det föreslagits att bergpelarna förstärks med bergbultar och betonginklädnad (se förslagsskiss i figur 4), så att stabiliteten skall kunna säkerställas även vid en ogynnsam orientering av genomskärande sprickor i bergpelaren.



Figur 4. Skiss av bergförstärkning av bergpelare
Sketch of support of rock pillar

Bergguttag i närheten av de två bergpelarna i den östra stationstunneln måste ske med stor försiktighet. Bergsågning kan utgöra en metod för att eliminera riskerna för eventuella skador från bergsprängning. När sidopiloterna har passerat pelarna, tas nischer ut för förstärkning av de nedre delarna av pelarna. De övre delarna förstärks med bultar som installeras uppifrån plattformen i T-blå. Bergguttag för öppningar i området sker successivt för att utnyttja berget omkring som stöd medan förstärkning av pelarna utförs. Om berget i bergpelarna skulle vara sämre än förväntat, finns det möjlighet att ersätta bergpelarna med betongpelare.

Citybanans tunnlar kommer att belastas med en extra påkänning vid anslutningen med T-blå på grund av omfördelning av spänningarna i berget (se figur 5). Bergvalvet för Citybanans tunnlar måste kunna motstå den extra påkänningen (tillskottstrycket) för att säkerställa stabiliteten i området. En överslagsberäkning har utförts med en 2D numerisk modell. Resultaten indikerar att stabilitet av bergvalvet kan erhållas. Eftersom bergvalvet har en så avgörande betydelse för den storskaliga stabiliteten i området, måste bergvalvet förstärkas med t. ex. kransbultning och sprutbetong- eller betongvalv.



Figur 5. Kraftöverföring vid anslutning mellan T-blå och Citybanans tunnel och föreslagna bergförstärkningar
Stress re-distribution and proposed rock supports at the connecting points of the tunnels

BERGUTTAGSMETODER

Tänkbara metoder för berguttag inom området för korsningen är:

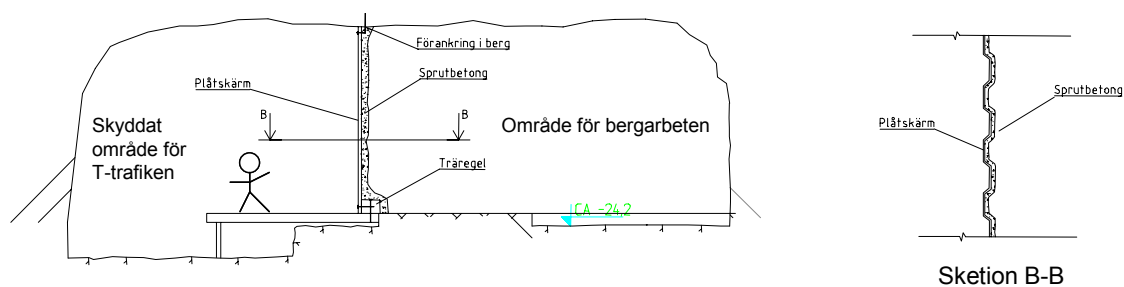
- Skonsam sprängning;
- Bergsågning;
- Borring (t ex "horisontal raise boring" eller TBM)

En stor fördel med bergsågning och borring är att de alstrar små vibrationer, är gasfria och mycket skonsamma. En detaljutredning kommer att utföras för att analysera de olika metoderna med hänsyn till påverkan på omgivningen, byggtider och olika riskscenarier. I tabell 2 redovisas användningsområden för de olika berguttagsmetoderna.

Innan bergarbeten påbörjas måste T-banans trafikanter skyddas mot spränggaser, brand och utstötning av sprutbetong och berg. Detta utförs genom avskiljande väggar (se skiss i figur 6). Med samma funktioner ska skydds konstruktioner monteras för tunnelbanetågen på de ny byggda broarna under hela byggperioden. Det finns flera alternativ framtagna för både avspärrnings- och skydds konstruktioner.

Tabell 2. Användningsområde av bergguttagsmetoder

Bergguttagsområde	Metoder för bergguttag
Sidopiloter	<ul style="list-style-type: none"> • Skonsam sprängning • Horizontal raise boring • TBM
Bergguttag i avspärrade områden	<ul style="list-style-type: none"> • Bergsågning • Skonsam sprängning (i begränsad omfattning)
Bergguttag i närheten av bergpelarna	<ul style="list-style-type: none"> • Bergsågning
Brytning av kvarstående mellanbergpelare i Citybanetunnel	<ul style="list-style-type: none"> • Skonsam sprängning • Bergsågning



Figur 6. Skiss av en möjlig avspärrningskonstruktion
One possible solution for protection of passengers in the subway

SLUTORD

Detta föredrag beskriver de hittills utförda utredningsarbetena för korsningen med T-blå. I den kommande projekteringsstapen kommer följande arbeten att utföras:

- Förundersökningar i området inklusive bergspänningsmätning i bergpelarna;
- Undersökning av befintliga bergförstärkningar i T-blå;
- Bergmekaniska analyser för stabiliteten med hjälp av bl. a. 3D numeriska beräkningar;
- Utredning av övriga restriktioner och krav med avseende på t ex säkerheten, buller och miljön.

TUNNELDRIVNING I EN REGIONAL SVAGHETSZON MED EXTREMT DÅLIGT BERG - HALLANDSÅS

Tunnelling through a regional weakness zone with extremely poor rock at the Hallandsås Project

Robert Sturk, Skanska-Vinci
Kristian Annertz, Banverket
Marie von Matérn, Skanska Teknik

Sammanfattning

Södra randzonen är uppbyggd av olika geologiska enheter, från helt genomvittrad bergmassa till måttligt bra friskt berg. Vertikala förskjutningar innebär snabba växlingar och stor heterogenitet. Denna komplexitet kräver, förutom en robust och säker drivningsmetod, ett geologiskt modelltänkande i beslutsprocessen samt kontinuerlig uppföljning av den geologiska situationen. Förstärkning av bergmassan sker i flera steg med bl a rörspiling, fiberarmerad sprutbetong och bult. Eftersom det inte finns några egentliga standardmetoder för dimensionering av spilingsystem gjordes relativt omfattande studier inledningsvis i projektet. Dessa studier samt erfarenhet från de inledande arbetena indikerade att bärförmågan beror av många faktorer och att en helhetssyn är viktig både vid dimensionering och utförande.

Risikanalysarbetet visar återigen att risker förknippade med organisation samt informations- och beslutsflöde utgör signifikanta risker vid komplexa undermarksbyggen.

Summary

The Southern Marginal Zone consists of different geological units ranging from fractured rock of fair quality to completely decomposed rock of very poor quality. Vertical faulting imply heterogeneous conditions with rapid changes in rock quality. This complexity requires both a robust and safe excavation method as well as an active design based on continuous geological follow up and interpretation. Rock support for the main tunnels consists of pipe umbrella spiling, fibre reinforced shotcrete and rock bolts. For the design of the spiling, studies regarding the phenomenological behaviour of spiling in soft rock were carried out. These studies and experience from the initial excavation indicated that the load bearing capacity of the spiling is dependant on many factors. Design consequently requires an overall view of the complete excavation system.

The risk analysis work indicate that organisational risks and risks related to information and decision flows imply significant risks within complex tunnelling projects.

Bakgrund

Hallandsåsprojektet är en del av utbyggnaden av Väst kustbanan, som syftar till att förbättra möjligheterna till kommunikation med järnväg längs västkusten. Banverket (BV) är beställare av projektet och Skanska-Vinci HB (SV) är entreprenör. De två parallella tunnelarna är vardera 8,6 km långa och när de är i drift ökar kapaciteten från dagens 4 till 24 tåg/timme. Dessutom möjliggörs tunga godstransporter. I nuvarande entreprenad återstår ca 2 x 5,6 km tunnel att färdigställa. Arbetena skall vara avslutade 2011 och man planerar att öppna tunnelarna för trafik under 2012. Kontraktssumman är omkring 3 700 MSEK och kontraktformen totalentreprenad.

Hallandsåsprojektet är ett unikt projekt med speciellt anpassade krav. Flera aspekter har naturligtvis påverkat kravs-specifikationen men av dessa är projektets historia, som kantas av flera misslyckanden, samt miljöpåverkan de viktigaste. Sammantaget innebär det att miljökrav, tekniska krav och kommunikativa krav är högre än normalt. SVs och BVs metod att möta de höga kraven och de potentiella svårigheterna baseras på fyra viktiga huvudpunkter:

- o Tunnelarna borrar med en avancerad sköldad tunnelborrningsmaskin (TBM) som kan klara de höga vattentryck (150 m) man förväntas möta. TBM:en är en så kallad "mixed shield" och kan borra i öppet eller slutet läge. Den permanenta tätningen och förstärkningen av tunnelarna sker med en prefabricerad betonglining som monteras direkt i TBM:ens bakre del.
- o Förbehandling av Möllebackzonen (MBZ) utförs för att minimera risken att TBM:en får för långsam framdrift eller får andra problem. Förbehandlingen omfattar frysning och injektering. En 600 m lång accesstunnel drivs fram till MBZ för att möjliggöra arbetena.
- o Starka projektorganisationer med stort fokus på kvalitet, miljö och arbetsmiljö.
- o Ett gott och väl etablerat samarbete mellan inblandade aktörer i projektet, framförallt BV och SV.

Projektet är indelat i tre faser. År 1-2 ägnas åt förberedande arbeten. Under år 3-7 utförs TBM borrhningen. TBM-starten är beräknad till sensommaren 2005. Under drivning av tunnel 2 utförs också tvärtunnelarna. Slutligen utförs installationsarbeten under år 8. Föreliggande artikel handlar om de förberedelsearbeten som utförs i tunnelarna i den södra delen, med fokus på tunneldrivning fram till och uttag av de två montagehallar där TBM:en skall monteras.

Geologi

Södra randzonen (SRZ) är en regional svaghetszon av stor omfattning. Zonen är orienterad ungefär vinkelrät mot tunnelriktningen och ca 650 m bred. Den består framförallt av helt genomvittrade bergarter, men här finns också friskare uppspruckna partier. Vittringen härrör sig från en period (ca 100-200 miljoner år sedan) då vår kontinent låg betydligt närmare ekvatorn och klimatet var varmt och fuktigt. Det

exponerade urberget utsattes för en omfattande djupvittring. Efter hand eroderades det vittrade materialet till största delen bort, men i SRZ, som är ett nedsänkt urbergsblock, har de vittrade bergarterna skyddats för erosion. Tunneln skär igenom denna djupvittrade del, som består av kraftigt kaolinvittrad gnejs eller helt leromvandlad amfibolit. Materialet är så mjukt att det kan skäras med kniv. Då bergmassan är helt lervittrad är dess egenskaper mer lika jord än berg.

Inom zonen, framförallt i den norra delen har flera vertikala förskjutningar och rörelse-zoner observerats. Ett tydligt bevis på detta är exempelvis förkastade amfibolitgångar. Dessa rörelser gör att geologin snabbt kan förändras både vad gäller bergart, vittrings-grad och sprickfrekvens och också att den i en liten skala (5-15 m) kan vara svår att förutsäga.

De mest signifikanta geologiska faror/fenomen som förekommer inom SRZ är:

- o Ravelling ground. Detta förekommer i de mest lervittrade delarna och yttrar sig i en successiv nedbrytning av hållfastheten i bergmassan. ”Stå upp tiden”, dvs tiden från det att berget blottläggs till dess att det kollapsar är så låg som 1-2 timmar. Denna process stoppas direkt då sprutbetong appliceras på bergytan.
- o Blockutfall. Detta förekommer framförallt i amfibolit där berget i sig kan vara av bra kvalitet men där sprickhållfastheten är mycket låg.
- o Vatten. Grundvatten kan leda till problem dels genom att vattentrycket bidrar till att belasta bergmassan om inte tillräcklig dränering finns, dels genom att strömmande vatten försämrar hållfastheten (accelererande ravelling process).

Om dessa faror realiseras kan ras av olika storlek inträffa.

I Hallandsåsprojektet beskrivs bergkvaliteten med hjälp av tio stycken bergklasser. Följande grova uppdelning kan göras (σ_{cm} anger bergmassans hållfasthet):

Bergklass 1 = Mycket bra berg - $\sigma_{cm} \geq 25$ MPa

Bergklass 2-4 = Bra berg - $\sigma_{cm} = 20-8$ MPa

Bergklass 5-6 = Medelbra berg - $\sigma_{cm} = 6-3$ MPa

Bergklass 7-9 = Dåligt berg - $\sigma_{cm} = 2,3-1,0$ MPa

Bergklass 10 = Mycket dåligt berg - $\sigma_{cm} \leq 0,5$ MPa

Huvuddelen av tunneldrivningen inom SRZ har gjorts i dåligt eller mycket dåligt berg, motsvarande Bergklass 9 och 10.

Designprinciper och kontrollprogram

Designfilosofin bygger på aktiv design, där observationer under byggtiden har stort fokus. Rörelserna i tunnlarna observeras kontinuerligt och larmgränser för rörelser har upprättats baserat på förväntningsmodeller (numeriska beräkningar) och de töjningar som sprutbetongen kan tåla. Observationer sker dagligen i områdena där schaktnings-

arbeten pågår och sedan med utglesat intervall då rörelserna avtar. Då en larmgräns överskrids informeras designern och GK3-ansvarig. Tillsammans med produktionsansvariga diskuteras eventuella kompletterande åtgärder innan arbetena tillåts återupptas.

En annan viktig grundprincip för arbetena är användandet av tekniska revisioner eller tullgränser, som inte kan passeras utan avstämning och godkännande från GK3, designern och BV. Exempel på sådana tullgränser har varit:

- o Beslut om slutlig placering av östra montagehallen. Beslutet skall ske innan en viss sektion i huvudtunneln passeras. I samband med det beslutet skall också kompletterande kärnborrning utföras.
- o Uttag av sista pallan i montagehallen. Sista pallnivån får ej påbörjas förrän avstämning av ovanliggande uttag gjorts.

Som bas för grunddesignen låg kontraktskraven samt erfarenheter från den tidigare drivningen i SRZ (1996-1997). Designdokument upprättades för huvudtunnlar och montagehallar. Dessa omfattar dimensionering av bergförstärkning med bult, sprutbetong och spiling samt injektering. Analytiska och numeriska beräkningar utfördes.

Huvudtunnlar

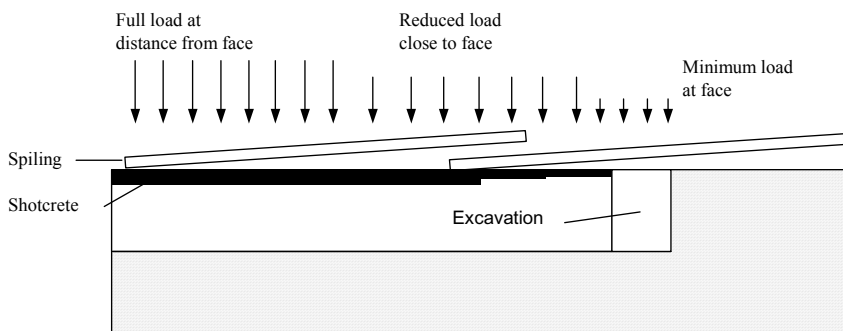
Drivningsmetod

Metoden att driva huvudtunnlarna genom SRZ baseras på försiktig drivning enligt ”multiple drift” metoden. Detta innebär att mindre sektioner av tunneln tas ut och förstärks successivt. Generellt har sektionen delats upp i galleri och pall, men i de sämsta partierna har galleriet delats upp i 4-6 delar. Uttag sker mestadels med hjälp av grävning eftersom materialet är mjukt. I hårdare partier har hydraulisk hammare använts. Palluttaget sker också med hjälp av grävning och knackning.

Designaspekter och bergförstärkning

Den tidigare designen för huvudtunnlarna (1996-1997) byggde på ett system med spiling, sprutbetong och bult. Denna förstärkningsprincip har behållits, men ett kraftigare och robustare spilingsystem, sk rörspiling, har använts för att effektivisera tunneldriften. Förstärkningsmodeller arbetades fram för Bergklass 7 respektive 10.

Spilingen skall förstärka berget under tiden mellan berguttag och sprutbetongförstärkning. Spilingen kommer inte att ta full berglast utan dimensionerades för en förväntad last närmast tunnelnfronten, se Figur 1.



Figur 1 Princip för lastuppskattning på spiling.
Principles for load estimation on spiling.

Spilingen antas fungera som en jämnt belastad balk med flera upplag. Spilingrören tillåts flyta och i samband med det sker en rörelse. Då berget i sig är relativt mjukt kan denna rörelse åstadkommas.

Baserat på modellerna ovan utformades en systematisk förstärkningsmodell med rörspiling i kombination med bergbult och sprutbetong. Den ursprungliga dimensioneringen av spilingen baserades på 12-16 m långa rör med diameter 89 alternativt 114 mm. Dessa rör gängskarvades och fanns i längder 3 eller 6 m. Spilingen monterades med c400 mm och 3 m överlapp. I samband med de inledande arbetena inträffade ett ras i ett område där berget uppvisade "ravelling ground". I samband med raset gick 4-5 spilingrör av, vilket föranledde en genomgång av dimensioneringen. Att dessa rör blivit överbelastade beror sannolikt på att det oförstärkta spannet blivit för långt och de teoretiska dimensioneringsförutsättningarna ändrats. Det är således viktigt att vid dimensionering av spiling belysa ett större sammanhang som inkluderar uttagsmetod, upplag i båda ändar, analys av stå-upp-tid samt kontinuerlig förstärkning mellan upplag. Några faktorer som påverkar spilingens bärlighet är:

- o Bergmassans hållfasthet. En högre hållfasthet kan ge lägre bärförmåga för spilingen eftersom rörelser inte tillåts. Det är speciellt viktigt vid heterogena förhållanden med omväxlande mjukt och hårt berg.
- o Storleken på det oförstärkta spannet. En liten ökning av det oförstärkta spannet kan snabbt reducera spilingens bärförmåga. Det är således viktigt att bibehålla frontstabilitet.
- o Dynamiska laster, som kan uppträda om "kyrkor" bildas ovan spilingen, måste undvikas.

Ett principbeslut om byte till ett kraftigare spilingssystem ($\phi 140$ mm) gjordes, framförallt av produktionstekniska skäl. Samtidigt anlätades en österrikisk underentreprenör för borring av spiling. Den utrustning som användes möjliggjorde borring av 16 m långa rör med endast en skarv. En förnyad design enligt samma beräkningsprincip gjordes och denna visade endast att säkerheten ökade ytterligare. Dock kvarstår de grundläggande problemen/begränsningarna med spilingen som beskrivits ovan.

I Bergklass 10 utgörs förstärkningen, förutom av rörspilingen, av 4 m långa bultar #1,0 m och minst 200 mm fiberarmerad sprutbetong samt stuffbultar av Swellex eller glasfiber. Initialt kommer sprutbetongen att bära lasten från spilingen. Allteftersom fronten avancerar minskar den lasten samtidigt som berglasten ökar. Principen för sprutbetongförstärkningen är att successivt tjocka på lagren till slutlig tjocklek. Bultarna förses med brickor så att sprutbetongen förankras. Sprutbetongtjockleken har beräknats enligt principen om cirkulärcylindriska tvärsnitt:

$$\sigma = P \cdot R / t$$

där R är radien, t är tjockleken på sprutbetongen, P är berglasten och σ är tryckhållfastheten.

Denna princip förutsätter dock en sluten ring vilken normalt inte finns när endast galleriet tagits ut. För att undvika för stora deformationer har nedåtriktade stagförankringar (6 m långa Dywidag stag $\phi=32$ mm, c 1,0 m) installerats med en kapacitet motsvarande den antagna berglasten i nivå med pallan. När sedan palluttaget sker slutar till sist ringen med sprutbetong och en bottenplatta av armerad betong.

Beräkningar har också utförts med traditionell analytisk metod (Ground Reaction Curve) för att ytterligare verifiera förstärkningsmodellen. Slutligen utfördes en numerisk beräkning i programmet Phase² för att ge en förväntningsmodell på deformationerna.

Deformationsmätning

Den numeriska analysen för Bergklass 10 visar totaldeformationer på 10-24 mm efter uttag av galleriet. Ytterligare 30 mm deformation tillkommer i de nedre väggpartierna efter palluttaget.

De verkligt uppmätta deformationerna i ett av de sämsta partierna som påträffats, med helt genomvittrad amfibolit, visar på 2-20 mm konvergens efter galleriuttag. Efter palluttaget sker ytterligare 10-30 mm rörelse. Detta är en god korrelation mellan modell och verklighet.

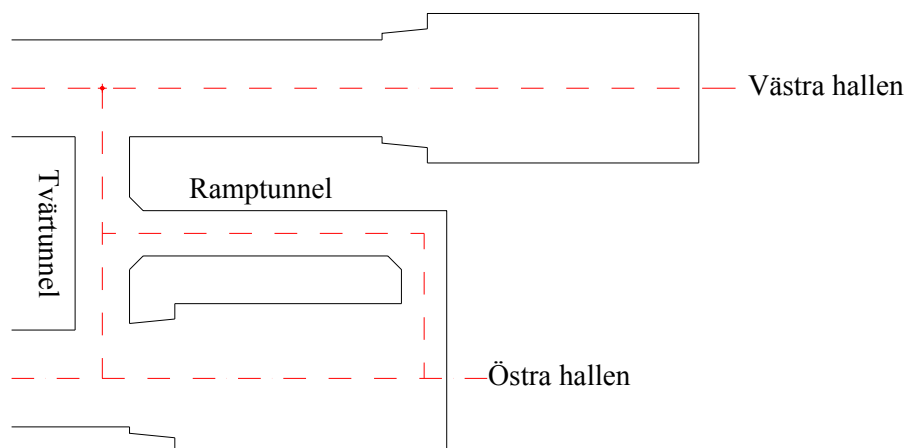
Montagehallar

Drivningsmetod

Tunnelborrningsmaskinen kommer att driva tunnlarna från söder till norr. Den östra tunneln drivs först, varpå TBM demonteras och transporteras tillbaka för att återmonteras och därefter påbörja drivningen av den västra tunneln. För att möjliggöra montage av tunnelborrningsmaskinen (TBM) krävs en montagehall för varje huvudtunnel med dimensionerna 30x16x19 m.

Montagehallarna är lokaliserade inom SRZ men för att undvika det sämsta berget har huvudtunnlarna drivits ca 100 m framåt in i bättre berg med Bergklass 5-7. Detta parti ligger utanför det mest vittrade bergblocket i ett område som uppvisar flera rörelsezoner där företrädesvis vertikala förkastningar ägt rum.

Montagehallen tas ut i olika delar. Först drivs och förstärks ett galleri (övre delen inklusive taket), därefter tas berget ut i två pallar (liggarpallar) och väggarna förstärks. Slutligen görs betongarbeten och montage av kran för TBM-montaget. För att nå galleriet har en ramptunnel drivits i pelaren mellan huvudtunnlarna, se Figur 2. I området finns också en tvärtunnel.



Figur 2 Planskiss montagehallar.
Layout Erection Chambers.

Designaspekter och bergförstärkning

Montagehallarna dimensionerades för Bergklass 5-7, enligt samma principer som för spårtunnlarna. Numerisk beräkning för förväntningsmodellen utfördes i PLAXIS.

De båda bergrummen skulle ursprungligen placeras parallellt med varandra men efter kompletterande kärnborrning under sommaren 2004 ändrades layouten och hallarna försköts inbördes, se Figur 2.

I bergklass 5 görs förstärkningen av tak och väggar med bultar #2 m (6 m långa Swellex eller ingjutna kamstålsbultar) samt 200 mm fiberarmerad sprutbetong. I Bergklass 7 ökas sprutbetongtjockleken till 300 mm.

Under drivning av den norra delen av galleriet observerades en stor geologisk heterogenitet i bergmassan. På grund av flera tolkade rörelsezoner i olika riktningar var det svårt att logiskt förklara geologin i en större skala än 5 m. En större rörelsezon tycktes också stryka längs med bergrummet. Senare har detta visat sig vara en markant vertikal

förkastningszon med högre vittringsgrad där en större amfibolitgång har förkastats 5-10 m i vertikalled. Bergmassan var generellt endast begränsat vittrad (W2-W3 enligt ISRM) men kraftigt uppsprucken (sockerbitskaraktär). Framförallt i amfiboliten har också sprickhållfastheten bedömts vara mycket låg.

På grund av den skiftande geologin i östra kammarens norra del, den vittrade zonen i rummets centerlinje samt en incident med ett mindre utfall av en stross under salvborrning, gjordes anpassningar och kompletteringar av bergförstärkningen:

- o Bultintensiteten ökades till #1 m. Orsaken till detta var att berget bedömdes relativt sprickintensivt.
- o Bultlängden reducerades från 6 m till 4 m av produktionstekniska skäl. För att kompensera den kortare bultlängden installerades nätarmerade sprutbetongbågar (30-40 cm tjocka) i rummet. Tre bågar har installerats, en i den norra änden, en i mitten och en i den södra änden.
- o För att förstärka berget i valvet vid ramptunneln (pelaren) samt att förstärka den vittrade rörelsezonen har spiling (Ischebeckstag) installerats vid ett par tillfällen. Spilingen har förankrats med sprutbetong och fjällband.
- o Förbultning med Swellex har kontinuerligt använts i anslutning till det sämre berget i rummets centerlinje.

I november 2004 inträffade ett större ras/blockutfall i den östra huvudtunneln i anslutning till montagehallen. Raset på omkring 100-150 m³ inträffade då i princip hela galleriet i montagehallen tagits ut och förstärkts. Följande kompletterande förstärkningsåtgärder gjordes då:

- o Säkring av samtliga valv i montagehallen och anslutande tunnlar med stål- eller sprutbetongbågar.
- o Bultning och sprutning av montagehallens södra gavel samt i rasområdet. Bultning utfördes endast med ingjutna kamstål eftersom dessa har högre skjivkapacitet än Swellexbultar. Där hålen var instabila användes Ischebeckstag.
- o Gjutning av betongvalv i östra tunnelns tak.
- o Förstärkning av bergpelaren mellan ramptunneln och montagehallen med förspända GWS-stag.

Förstärkning med förspända stag i pelaren mellan ramptunnel och montagehallen utförs för att mobilisera en mothållande spänning σ_3 . För att få en bild över spänningssituationen gjordes en förnyad numerisk analys i Phase². De förspända bultarna skall ge det tillskott av σ_3 som krävs för att klara nedanstående samband:

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1(1 - \sin \varphi) - 2a \cdot \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad \text{där } a = \frac{c}{\tan \varphi}$$

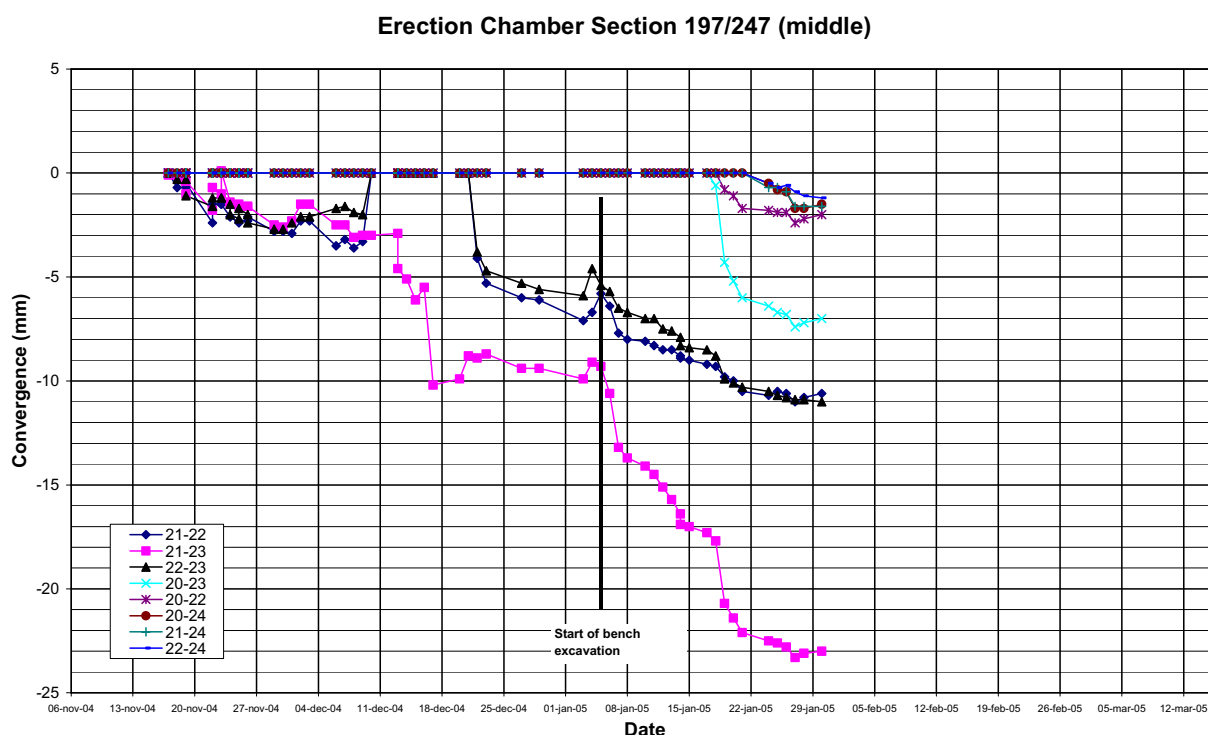
Resultatet gav att pelarväggen skulle förstärkas med en vertikal rad om tre genomgående förspända stag varannan meter.

Deformationsmätning

Tre mätsektioner (optisk konvergensmätning) med fem mätpunkter vardera finns i montagehallen. I anslutande tunnlar finns också mätsektioner. Mätning sker med totalstation minst en gång om dagen. En 4 punkts-extensometer är monterad i pelaren mellan ramptunneln och montagehallen.

De numeriska beräkningarna för montagehallen visar på 10-29 mm deformation efter uttag av galleri i Bergklass 7 samt upp till 37 mm efter palluttag. I Bergklass 5 är deformationerna mindre, 2-16 mm.

I mittpartiet av bergrummet är rörelserna efter uttag av galleri som mest 10 mm riktade in mot rummet. Efter uttag av den första delen av pallen (ca 5-6 m) är deformationerna idag (jan -05) ca 22 mm, se Figur 3. Berget rör sig i samband med uttag, men uppvisar avstannande rörelser efter att förstärkning installerats. Rörelserna motsvarar ungefär de förväntade.



Figur 3 Deformationer (total konvergens) uppmätta i montagehallens mittsektion. Svarta linjen visar start av palluttag.
Deformations measured in the Erection Chamber (mid section).

Speciella risker och riskanalys

Ras och utfall är en identifierad risk och kan aldrig uteslutas helt vid drivning i mycket dåligt berg. Baserat på erfarenheter från tidigare och nuvarande drivning i SRZ måste man konstatera att sannolikheten för utfall är hög. Tidigare drivning har resulterat i åtminstone 5 ras/utfall av signifikant storlek. Det bör påpekas att samtliga dessa utfall har skett vid arbetsfronten och aldrig i slutförstärkta områden. Således är uttaget (som görs med hjälp av grävning, knackning eller sprängning) det mest kritiska arbetsmomentet.

Omfattande riskanalyser har genomförts inför arbetena i SRZ. Följande risker har identifierats som är direkt kopplade till ras/nedfall:

- o *Ras pga designfel.*
- o *Ras pga byggfel.* Risken avser ett stort ras som orsakar en omfattande försening. Exempel på initierande händelser som kan realisera denna risk är:
 - Otillräcklig förstärkning
 - Förstärkning installerad för sent
 - Design följs inte
- o *Geologisk modell felaktig.*
- o *Arbetsskador/-olyckor.* Denna risk innebär olyckor som leder till skador på personalen (SV, BV eller underentreprenörer). Exempel på olyckor kan vara trafikrelaterade olyckor, bergutfall, brand, kemikalier etc.
- o *Fel metod vald.* Risken är relaterad till uttagsmetoden som helhet.
- o *Brister i informations- och beslutsflöde.*

Före arbetenas start har samtliga dessa risker bedömts ligga på en acceptabel nivå, antingen utan extra riskreducerande åtgärder eller efter att riskreducerande åtgärder har implementerats.

Eftersom man kan konstatera att sannolikheten för utfall är hög bör de riskreducerande åtgärderna inte bara vara inriktade på att reducera sannolikheten för denna fara, utan också på att reducera konsekvenserna när ett utfall/ras inträffar. En viktig riskreducerande åtgärd i detta sammanhang är att yrkesarbetarna som arbetar med tunneldriften har rätt kompetens och arbetar efter tydliga procedurer och rutiner. Ett exempel på det är att under uttag alltid arbeta från ett säkert förstärkt område. Vidare infördes också en rutin där uttag (grävning) inte fick ske om inte sprutbetongen kunde appliceras inom 5-10 minuter, vilket innebar att betongbilen och sprutroboten skulle finnas vid stuff. Nedan följer en sammanfattning av några andra huvudåtgärder för att reducera risken för ras:

- o Införande av observationssystem med larmgränser.
 - Exempelvis försondering, geologisk kartering, deformationsmätning
- o Implementering av rutiner och riktlinjer för besluts- och informationsflöde
- o Implementering av aktiv design och tullgränser (toll-gates)

Varningsklockor definieras som indikationer att något är på väg att hända. Under arbetena måste en beredskap och medvetenhet finnas hos skiftlagen om riskerna och riskernas mekanism. Detta krävs för att möjliggöra korrekta insatser, dels för att i första hand undvika incidenter, dels när incidenter inträffar. Det är i således viktigt att inte bara risken i sig identifieras och kommuniceras utan också relevanta varningsklockor. Dessa bör också inkluderas i kontrollplaner och arbetsbeskrivningar. Inom projektet görs utöver det speciella insatser för att öka riskmedvetenheten hos alla som arbetar i projektet. Rutiner för rapportering av risker/tillbud finns också implementerade.

Slutord

Under drivning av huvudtunnlarna med det beskrivna rörspilingsystemet har inga incidenter inträffat trots att berget bitvis varit extremt dåligt. Några enstaka stoffutfall förekom då endast vanliga bultar användes som stoffbult. Efter introduktion av 16 m långa glasfiberbultar har stoffen varit stabil. Bedömningen är att systemet är mycket robust och säkert.

Den slutliga förstärkningen av nu uttagna tunnelavsnitt skall göras med en 500 mm tjock in situ gjuten betonginklädnad inklusive ett vattentätt membran.

Sammanfattningsvis kan man konstatera att de tillbud och ras som inträffat i SRZ har med något enstaka undantag varit relaterade till brister i informations- eller beslutsflödet inom projektorganisationen. Rent tekniska fel är enligt erfarenheter från SRZ relativt sällsynta. Detta torde också vara en generell trend. Vid komplicerade bergbyggen är det således lika viktigt, om inte viktigare, att fokusera på mjuka parametrar och organisationen som på tekniska frågeställningar.

UNDERSJØISK TUNNEL, FÆRØYENE

Sub-sea tunnel, Faroe Island

Svein E Kristiansen, NCC Construction AS

SAMMENDRAG

Nordøyatunnelen er 6,2 km lang med en undersjøisk del på 3,1 km. Tunnelen forbinder øyene Eysteroy og Bordoy under Leirviksfjord og sørger for at Færøyenes neststørste by Klaksvik blir fergefri til Torshavn og flyplassen. Tunnelen drives i sin helhet i basalt og er den andre undersjøiske tunnel på Færøyene.

Tunnelen sikres etter Q-metoden. Normalt har Q-verdien ligget omkring 15 (God). Sikringsomfanget i tunnelen er derfor moderat. I all hovedsak sikres det med sprett bolting og sprutbetong for forsegling av tufflag og mør/porøs basalt.

Overdekningen varierer mellom 40-60 m i den undersjøiske delen. Løsmasse tykkelsen i fjorden er svært beskjedne. Etter at 65 % av tunnelen er drevet er lekkasjen moderat, ca 200 liter pr minutt og kilometer. Området med mest lekkasje var fra kote -20 til kote -60. Der var vannstrømmen fra høyereliggende parti så stor at sprekker var åpne og helt uten materiale.

SUMMARY

The Nordoyatunnel is 6,2 km long, with a sub-sea part of 3,1 km. The tunnel will provide a connection between the islands of Eysteroy and Bordoy below Leirviksfjord, makes the second largest city in Faroe Island, Klaksvik, ferryfree to Torshavn and the airport . The whole tunnel is excavated by drill and blast in Basalt and it is the second sub-sea tunnel in Faroe Island.

The Q-system regulates the rock support of the tunnel. Normally have the Q-value been recorded to 15 (Good). Rock support has been low, spot bolting and some shotcrete.

The distance from the tunnel to the rock surface is 40-60 m in the sub-sea part of the tunnel. The thickness of sea bottom deposits is very thin. After 65% of the tunnel excavation was done the leakage is average, around 200 liters per minute and kilometer. The highest leakage has been obtained

between -20 and -60 meters under sea level. The pressure of groundwater from higher elevation was so high that the joints were open and without any materials.

INNLEDNING

Færøyene er et øyrike med 18 øyer som ligger ca på samme breddegrad som Ålesund mellom skottland og Island. De tilhører Danmark, men har et indre selvstyre. Befolkningen er på ca 47.000 mennesker.

Nordøyatunnelen går under Leirviksfjord mellom øyene Eysteroy og Bordoy. Klaksvik er den neststørste by på Færøyene med ca 5.000 innbyggere og ligger på Bordoy. Eysteroy er den nest folkerikeste øya på færøyene og er forbundet med bru til Streymoy, der hovedstaden Thorshavn ligger. Strekningen trafikkeres i dag med ferge mellom kl 06-23, turen tar ca 30 minutter.

Prosjektet har vært under planlegging siden slutten av nittitallet. Det har vært undersøkt en rekke forskjellige traseer, men den østligste trasee ble valgt pga den beste geologi med få svakhetssoner.

Byggherren er PF Nordoyatunnelen, som er et heleid statlig bompengeselskap, skal bygge, finansiere og drifte tunnelen over 14 år etter åpning. Budsjett er på 340 mil DKK, hvor staten finansierer 200 mil, resterende kommer inn med bompenger.

Anbudsbefaring ble avholdt i oktober 2003, med 3 prekvalifiserte konstellasjoner. Disse var :

- NCC Construction Norge og Danmark/J&K Petersen/Byggitek
- MT Høigaard/Kruse Smith
- Pihl/Istak/AF

Dette ble også rekkefølgen på anbudskonkuransen. Det skulle gis pris på tunnelverrsnitt T10, mengderegulerte kontrakt, kun elektro og betalingsanlegg er ikke med i hovedkontrakten. Under kontraktsforhandlingen ble det forhandlet frem en delvis fastpris kontrakt NCC tok mengdeansvaret for sprenging og sikringsarbeidet, unntatt injeksjon. BH beholdt mengdeansvar for innredningsarbeidet.

Første salve i Leirvik ble tatt 18.12.03 i Leirvik og den 20.04.04 i Klaksvik. Det er forventet gjennomslag i juni 2005. Vegbanen i tunnelen blir gjort ferdig i seksjoner på 500m, som skal gjøre at tiden etter gjennomslag til tunnelen kan åpnes for trafikk minimeres. Åpning rundt 01.05.06 er idag realistisk, som er 3 mnd før frist.

TEKNISKE DATA

Lengde:	6.155 m
Tverrsnitt:	64 m ² (T10)
Største dyp:	-152 m.o.h.
Havarilommer:	13 stk
Hammernisjer:	3 stk
Sprengning av tunnel:	420.000 m ³
Fordrøyningsbasseng:	5.000 m ³
PE-skum:	78.000 m ²
Bolter:	25.500 stk
Sprutbetong:	7.200 m ³
Sonderboring:	25.000 m
Injeksjonsboring:	25.000 m
Sementinjeksjon:	1.082.000 kg
Utstøping:	40 m
Betongarbeider, pumpeasjon, portaler:	780 m ³
Kantstein	12.500 m
Forsterkningslag	17.000 m ³
Asfaltdekker	10.000 tonn
Drensledninger PE	6.800 m
Pumpeledning PE50 PN16	3.000 m
Sandfangkummer	50 stk
Inspeksjonskummer	56 stk
Trekkekummer	32 stk
Trekkerør i skulder	40.000 m
Kabelkanaler (OPI)	325 m
Kabelbru	6.500 m

I entreprisen inngår:

- Utsprengning av tunnelen
- Uttransport av sprengstein
- Arbeidssikring og permanent stabilitetssikring
- Vannsikring
- Grøfter, rør, kummer, trekkerør, trekkekummer
- Vegfundament: forsterkningslag, bærelag, kantstein, asfaltdekker
- Pumpeasjon, betong og pumper
- 2 stk portalbygg
- Montasje av ventilasjonsvifter og kabelbroer
- 5 stk tekniskebygg
- Administrerende sideentreprenør for elektroentreprisen

GEOLOGI

Færøyene er av vulkansk opprinnelse. Øygruppen utgjør en liten rest av det store nordatlantiske basaltområdet, og er en del av en høyderygg som strekker seg fra Skottland til Grønland.

Bergarten er tholeitisk basalt, der den primære mineralogi består av kalsiumholdig plagioklas-feltspat og magnesiumrik pyroksen med små mengder magnetitt, ilmenitt og olivin.

Sedimentære innslag, leirsedimenter eller aske finnes i liten mengde som tynne tufflag. Basalten kan deles opp i 3 serier, den nederste, mellomste og øverste basaltserie. Tunnelen drives utelukkende i den mellomste basaltserie.

Lagene i basaltplatået ligger nær vannrett, med en helning på 3° mot øst. Lava-strømmene i den mellomste basaltserien har uten vesentlig opphold flytt over hverandre og dels grepet inn i hverandre. Det er ubetydelig seismisk aktivitet i denne regionen.

Oppsprekkingen i området følger i det vesentligste strøket til de grove strukturer i bergmassen med retning Ø-V.

Lydhastigheten i bergmassen utenfor lavhastighetslagene ligger mellom 5.3000 og 6.400 m/sek. Lavhastighetslagene ligger generelt mellom 3.700 og 5.300 m/sek. Laboratorietestene som er utført på kjerneprøver viser at bergarten har stor trykkfasthet og meget stor E-modul.

Vanntapsmålinger viser at hydraulisk konduktivitet i bergmassen er beregnet til å være i størrelsesorden 5×10^{-7} m/sek. Det er registrert konduktive soner, ned mot 2×10^{-6} m/sek.

Det er beregnet en gjennomsnittlig Q-verdi i de 3 kjernehullet som er boret til Q=23. Det tilsvarer en bergmasse som er av god kvalitet. Bergart klassifiseringen som er gjort under sprengingene viser i all hovedsak Q-verdi på 15.

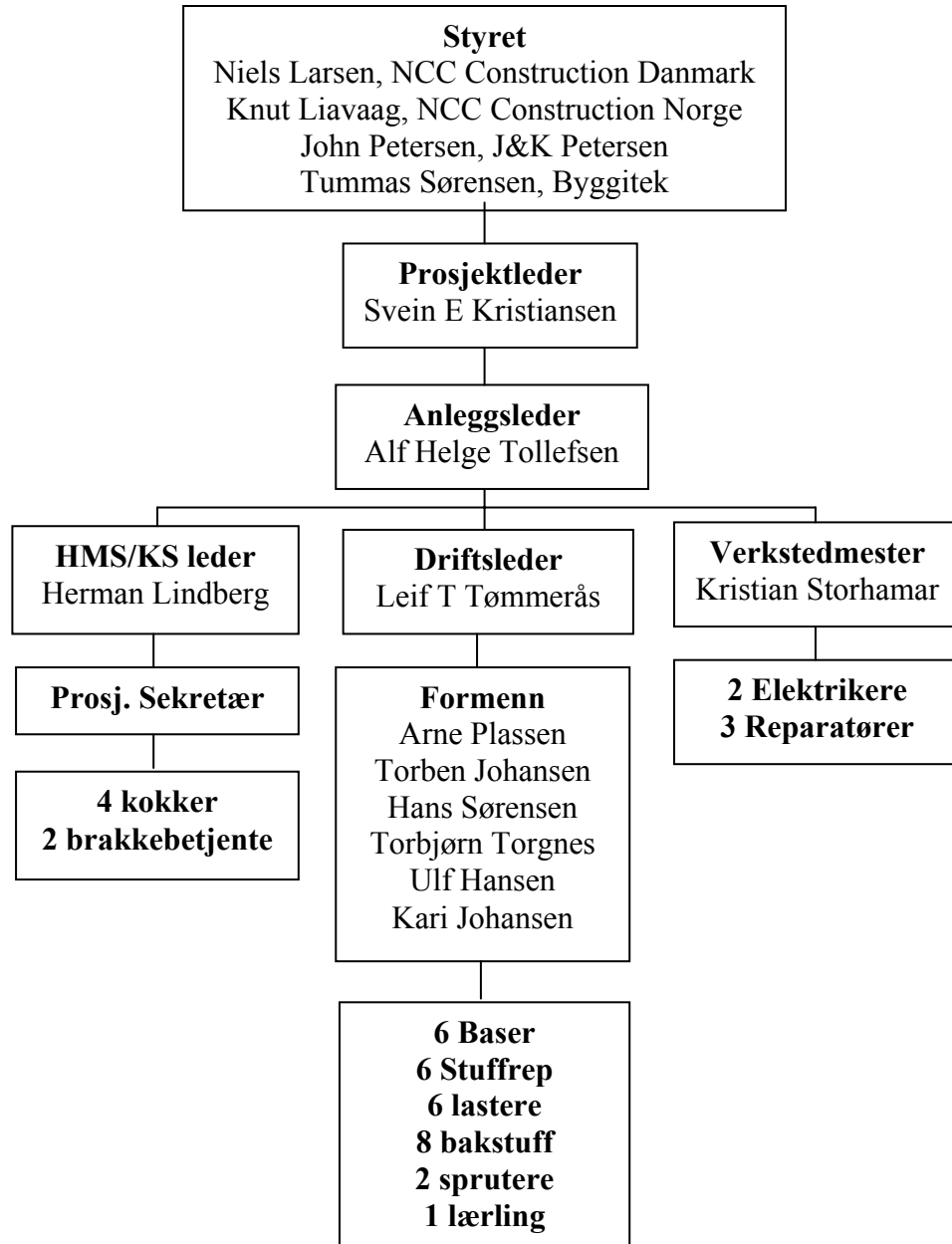
Tufflagene har moderat mektighet, noen har leirfylling, og det er målt svellende egenskaper.

Et dominerende trekk i den regionale geologi er lamellsoner, dype kløfter langs disse sonene er kalt gjøgv på færøysk. De har oppstått som følge av gjentatte spenningsutligninger langs samme plan i basaltplatået pga. et ustabil underlag. De består av knusningsmateriale.

Det er generelt sparsomt med løsmasser i området, på land 1-2 meter. I fjorden er tykkelsen noen få meter og usammenhengende, ingen steder over 10 m. Massene på havbunnen er morenemasser.

PROSJEKTORGANISASJON

Føroya konsortiet IS



Det er totalt 52 ansatte i NCC sin organisasjon på Færøyene under driving, hvorav 29 er lokalt rekrutterte.

Massetransport og mellomlagerhold er satt bort til lokal lastebilfirmaer, som har laget konsortier på hver side. Disse har i dag 20 ansatte involvert i dette arbeidet. Sprutbetongen kjøpes fra lokal betongleverandør på Leirviksiden, P/F Løvubetong. Spruting i Klaksvik medfører fergetransport av betongen.

De viktigste leverandører er:	Sprengstoff	Kimit AB
	Bolter	Ørsta
	Injeksjon/spruting	MBT, norge
	Borestål	Anleggspartner AS
	Stålfiber	Bekaert, norge
	PE-skum	Skumtech AS
	Asfalt	Landsverk

GJENNOMFØRING

Tunnelen skal drives fra begge sider, men med forskjellig oppstartstidspunkt. Oppstart rigging ble satt til 05.12.03 i Leirvik og 4 måneder senere på Klaksvik. Tidsforskjellen kom av at det måtte sprenges påhugg i Klaksvik før opprigg og driving kunne starte, dette var faseskjøvet pga ekspropiering av grunnen i Klaksvik.

NCC har valgt å benytte seg av følgende hovedmaskiner: 2 stk fulldata AMV borerigg, 1 stk Brøyt ED 1000, 1 stk Volvo 330 og 1 stk Cat 980G som reservelaster, Elektrisk spruterigg AMV 7450.

Det drives med 3 skift fra hver side, som er 4 uker på og har 2 uker fri, dvs at 1 skift er på fri, mens 2 er på arbeid.

3 mann jobber på stuff på hvert skift, mens det til en hver tid er 2 bakkstuff på dagtid. Reparatorer og elektrikere går dagtid med fri uke ordning. 1 formann er på til en hver tid, på begge sider.

Normal salvesyklus er :

- Bolting, 15-25 stk 3m limbolt
- Salveboring, 110 hull
- Lading
- Lasting/maskinrensk
- Spettrensk/bolte påmerking

Det gjennomføres systematisk sonderboring foran stuff. Avhengig av borbarhet og lekkasje varierer skjermene mellom 28 til 38 m lengde. Det

bores 4 hull foran stuff. Avhengig av lengden på hullene foretas sonderboring hver 4-6 salve, med 8 m overlapp. Ved lav/ingen vannlekkasje fylles hullene med industri- eller mikrosement med injeksjonstrykk. Dette for å få en tettere tunnel. Ved større lekkasjer bores det injeksjonshull i tillegg som blir injisert, med etterfølgende kontrollhull.

Spruting foretas ca 2-3 gang pr uke, pga godt fjell. I all hovedsak sprutes det 6 cm uten fiber for å isolere tynne bånd med aske eller leire, som ellers vil forvitte og drysse med årene. Borbarhet på basalten ligger normalt mellom 3-3,5 bm pr minutt. Det finnes ikke fri kvarts, så slitasjen på borstålet er moderat. Det benyttes 48 millimeter stiftborkroner og BLE35 stenger. Borkronene bores helt ut uten sliping.

SIKRINGBESTEMMELSE

NCC har tatt mengdeansvar for bolting, spruting og utstøping. For å ha et system som sikret at begge parters interesser ble i vare tatt, så skal sikringen utføres etter Q-metoden. Det ble satt et funksjonskrav om at innlekkasjen ikke skal være større enn 300 liter pr minutt og kilometer.

Under hver boring blir det foretatt en bergartsklassifisering av BH representanter. Disse beregner Q-verdier og lager et forslag til permanentsikring av tunnelen etter omforente sikringsklasser som er utarbeidet i fellesskap. Dette forslaget blir vurdert av entreprenør og blir vurdert når tunnelen permanentsikres. Permanentsikringen blir bestemt av 2 geologer som er utpekt fra entreprenør og fra byggherre. Det er hhv Sverre Barlindhaug fra Multiconsult, avd. Noteby og Eivind Grøv fra SwecoGrøner. Klarer ikke BH og entreprenørens geologer å komme til enighet om sikringsmengder, er det opprettet en referansegruppe på 3 personer som fungerer som domstol i sikringsspørsmål. Disse samles på Færøyene 3 ganger pr år for å ta sakene som er kommet opp. De gir også råd i andre typer spørsmål, hvis partene ønsker det. Gruppen består av 1 person som er valgt av BH og 1 som er valgt av entreprenør. Gruppas formann er valgt i samråd mellom partene. Medlemmene er:

Formann:	Eirik Øvstedal, Statens vegvesen, Veidirektoratet.
Entr.rep. :	Bjørn Buen, Dr. ing.geolog Bjørn Buen AS
BH rep. :	Anders Beitnes, SINTEF Bergteknikk

De omforente sikringsklasser ble forhandlet fram under kontraksforhandlingene, med bakgrunn i erfaringer fra Vågatunnelen. Følgende klasser med tilhørende verdier ble bestemt, og er gjengitt i tabell 1. I tillegg blir alle askelag og leirslepper sprutet inn, selv om Q-verdien i området ikke tilsier dette.

Sikringskl	A	B	C	D	E
Q-verdi	$Q > 15$	$2 < Q < 15$	$0,4 < Q < 2$	$0,04 < Q < 0,4$	$Q < 0,04$
Bolter	Sprett L= 3 m	Sprett cc 2,25 m L=3m	System Heng cc 1,7m Vegger cc 2,0m L=4m	System cc 1,3 m L=4m	System cc 1,1 m L=4m
Sprøyte- betong	Sporadisk	Srf/S 60mm	Heng Srf 120mm Vegger Srf 80mm	Srf 150mm minimum	200 mm for ribber
Betong- Utstøping Armerte buer					Ribber eller full utstøping

Tabell 1: Omforente sikringsklasser Vågatunnelen

Etter at 65% av tunnelen er sprengt ut er resultat av bergklassifiseringen gjengitt i tabell 2. Dette viser at hele 96 % av tunnelen ligger i sikringsklasse 1 og 2.

Klasse	Q-verdi	Andel i prosent
1	$15 <$	49
2	3-15	47
3	1-3	4
4	0,001-1	0
5	$< 0,001$	0

Tabell 2: Resultat av bergklassifiseringen

INJEKSJON

Det utføres systematisk sonderboring med minimum 8 m overlapp. På grunnlag av resultatene av boringen blir det bestemt om det skal bores injeksjonsskjerm. Erfaringene hittil er at det er enten eller. Enten er lekkasjene under 10 l/min i sonderhullet, eller så er den 200-2000 l/min pr sonderhull. Det er registrert opp til 170 m vanntrykk.

Partiet med den høye lekkasjen er fra Klaksvik siden da vi nådde kote -20 og varte konstant til kote - 60 m. Dette området ble systematisk injisert. De vannførende sprekkeene var parallelle og hadde sjelden kontakt med nabosprekker. Det er visuelt blitt registrert helt åpne sprekker på opptil 20 cm uten sprekke materiale. Hovedsprekkene er parallell til driveretningen.

Etter litt prøving og feiling ble det konstatert at den mest effektive måten å tette disse store sprekkeene var å pumpe store mengder med tykk industrisementblanding med tilsetning av alkaliefri akselerator. Det ble benyttet hullavstand 2,5 meter. V/C forhold 0,5. Ferdigblandet massen ble levert i trommelbil fra lokalt blanderi rett i pumpen. En pumpe har da kapasitet på ca 6 tonn i timen. Normale skjermmer i dette partiet var da på totalt 12 hull og det gikk 40 – 70 tonn industrisement. På det mest ekstreme var inngangen over 200 tonn på en strekning på 38m

I hele den undersjøiske delen er det kun utført sonderboring og fylling av disse hullene. Selv om løsmassetykkelsen på havbunnen er beskjeden og til dels fraværende, så er tettheten meget god. Lekkasjen når at 65 % av tunnelen er drevet er ca 200 liter pr minutt og kilometer.

Competitive Design Choices in the EPC Contract for the Esti hydropower project in Panama

Gunnar Frostberg, SwedPower AB
Ian Carter, MWH, UK
Anders Fredriksson, Golder Associates
Per Erik Söder, SwedPower AB

Summary and Conclusions

The Esti Hydroelectric Project was implemented under severe time constraints and with very high liquidated damages due if Substantial Completion would not occur by 23 November 2003. The total time for construction was only 33 months. The EPC Contract put all risks, except hydrological, on the Consortium, but the Owner retained overall control over design and construction quality by means of very detailed technical requirements.

Both the Barrigon CFRD Dam and the pressurized Headrace Tunnel laid on the project's critical path and therefore demanded special attention with regard to risk of time delays. Ground investigations performed prior to contract award were limited due to the compressed time schedule. Even though additional investigation was performed during construction, the knowledge of ground conditions was less than usual for a project of such size and complexity.

The contract conditions, the compressed time schedule and the limited site information demanded that the project design had to proceed on a "design-as-you-go" basis.

Barrigon dam was originally designed as an earthfill dam with a central clay core, however the Consortium chose to change to a CFRD some 3 months after construction began, as it offered the following significant advantages:

- Less fill volume.
- Materials could come from a single prime source.
- Placing of fill could continue without rain interruption.
- Large volumes of fill could be placed while plinth construction was underway.
- The grouting programme remains independent of dam fill and slab construction.
- Concrete face slabs could be commenced, even if the dam was not at full height.
- The speed of impounding was less critical than for a traditional clay core dam.

It is evident that the CFRD was superior to the clay core option, particularly as the rainy season in Panama is extended and lasts for at least 8 months a year.

The tight construction schedule also demanded the adoption of modern practice and recent innovation, such as:

- Use of concrete kerbs as a base for the face slab enabling a thinner slab than normal
- Use of a new omega shaped neoprene surface waterstop in the perimetric joint in addition to the traditional copper backstop
- Inclusion of an intermediate horizontal movement joint at elevation 180 to enable simultaneous filling of the embankment and construction of the face slab
- Foundation of the plinth on the left abutment on class 4 / 5 weathered rock with a positive cut off through ungroutable rock
- Plinth bays were shortened to enable additional capacity for the plinth to articulate due to predicted differential settlements

- Extra vertical movement joints were incorporated in the lower third of the face slab on the left abutment to provide greater flexibility

The CFRD option allowed embankment filling to be carried out over a 25 months period. The excavation for the plinth works started by mid June 2001 and was finished some 16 months later. The face slab works started by November 2002 and was completed within seven months. Impounding commenced in late July 2003 and the reservoir was filled by mid August 2003.

The horizontal alignment of the **Headrace Tunnel** was based on the necessity to allow six excavation fronts to enable the timely completion of the project and avoid the liquidated damages. Due to limited time for site investigations before construction, the vertical alignment was finally decided and continuously adjusted based on probe drilling both from ground surface and tunnel fronts during excavation. Low horizontal rock stresses made it necessary both to adjust the vertical alignment to a deeper location and implement substantial reinforced shotcrete and concrete lining on stretches with poor rock.

The authors have no doubt that the change to a CFRD at Barrigon and the selected methods for implementation and rock support of the headrace tunnel was decisive to the timely completion of the project and the avoidance of penalties under the EPC contract.

Sammanfattning och Slutsatser

Estí projektet ligger i provinsen Gualaca nära staden David i västra Panama. Projektet utnyttjar vatten från floderna Chiriqui och Barrigon, som efter kraftstationen leds till floden Esti, som så småningom återförenas med Chiriquifloden, innan denna mynnar i Stilla Havet. Kraftstationen med effekten 120 MW och årsproduktionen 650 GWh togs i drift i november 2003 och står nu för ca 10% av nationens kraftförsörjning.

Vattnet från floden Chiriqui däms upp genom en 25 m hög betongdamm och leds genom en 5.6 km lång kanal till Barrigon reservoiren. Denna har en volym om sammanlagt 47 Mm³ med en utnyttjningsbar volym om ca 10 Mm³. En 4.8 km lång trycksatt tillloppstunnel leder vattnet till en kraftstation belägen ovan jord och rymmande två aggregat av Francis typ var och en med effekten 60 MW. Bruttofallhöjden är 122 m och utbyggnadsvattenföringen 118 m³/s.

Projektet genomfördes i form av ett s.k. EPC kontrakt (Engineering, Procurement, Construction) mellan kraftbolaget AES Panama och ett byggkonsortium bestående av Skanska, Alstom, GE och SwedPower. Kontraktsumman var fixerad till 213 miljoner dollar. EPC kontraktet innebar att alla risker, förutom hydrologin, lades på byggkonsortiet, medan ägaren behöll den övergripande kontrollen av design och kvalitet genom upprättandet av mycket detaljerade tekniska manualer. Byggkonsortiet riskerade dessutom att få betala förseningsböter om 180,000 dollar per dag om kraftstationen inte producerade kraft senast den 23 november 2003. Kontraktet signerades den 15 februari 2001, vilket innebar en byggtid på endast 33 månader, kanske den snabbaste byggtiden någonsin för ett projekt av denna storlek och komplexitet. Begränsade grundundersökningar och avsaknad av en definitiv Basic Design före byggstart gjorde det nödvändigt att optimera många anläggningsdelar genom design-as-you-go metoden, t.ex. den 70 m höga Barrigon dammen och den knappt 5 km långa tillloppstunneln.

Detta föredrag beskriver några av de förändringar av designen som visade sig bli nödvändiga för att projektet skulle kunna tas i drift på utsatt tid.

Både Barrigon dammen, som utfördes som en stenfyllnadsdamm med betongmembran (CFRD), och den trycksatta tillloppstunneln låg på den kritiska linjen för projektet och blev därför föremål för särskild granskning avseende risk för tidsföreningen. Även om vissa kompletterande grundundersökningar gjordes under byggtiden, var kunskapen om grundläggningsförhållandena begränsade i förhållande till vad som är normalt för ett projekt av denna storlek och komplexitet.

Barrigon dammen var ursprungligen utformad som en jorddamm med en central tät kärna, men ändrades av byggkonsortiet till en CFRD damm ca 3 månader efter byggstart. Orsaken var ett antal fördelar såsom:

- Mindre volym fyllnadsmassor.
- Fyllnadsmassor kunde hämtas från en och samma plats.
- Fyllnadsmassor kunde placeras utan risk för avbrott på grund av regn.
- Stora fyllnadsmassor kunde placeras samtidigt som bygget av plinten fortfarande pågick
- Injekteringsprogrammet kunde genomföras oberoende av dammfyllnad och konstruktion av betongmembran.
- Betongmembrat kunde påbörjas även om dammfyllnaden ej nått full höjd.
- Uppfyllnad av reservoiren blev mindre tidskritisk än för en traditionell jordfyllnadsdamm med tät kärna.

Det är uppenbart att CFRD alternativet var överlägset jordfyllnadsdammen, särskilt som regnsäsongen i Panama är lång och pågår minst 8 månader om året.

Den pressade tidplanen krävde också alternativa tekniska lösningar och införandet av nya koncept som till exempel:

- Användandet av ett poröst betongmembran som underlag för själva betongmembranet, vilket möjliggjorde att detta membran kunde göras tunnare än normalt.
- Införandet av ett nytt vattentätt omegaformat fogband av neopren placerat i ovankanten av fogen mellan plint och betongmembran (perimetric joint) i tillägg till det traditionella fogbandet av koppar placerat i underkant av fogen.
- Införandet av en horisontell rörelsefog på nivå +180 i betongmembranet möjliggjorde en samtidig fyllning av stenfyllnadsmassor och gjutning av betongmembran.
- Grundläggning av plinten på dammens vänstra sida på vittrat berg av klass 4/5 kompletterat med en betongskärm vid bergarter som ej gick att injektera.
- Gjutetapper för plinten kortades i längd för att ge utökad rörelsemöjlighet för plinten att anpassa sig till skillnader i sättningar på grund av grundläggningsförhållandena.
- Extra vertikala rörelsefogar inkorporerades i den lägre tredjedelen av betongmembranet för att möjliggöra större flexibilitet till rörelser på grund av sättningar.

CFRD alternativet för Barrigon dammen möjliggjorde att fyllnadsmassor för dammen kunde läggas ut under ca 25 månader. Schakt för plinten startade i mitten av juni 2001 och arbetet med plinten avslutades 16 månader senare. Arbetena med betongmembranet startade i november 2002 och avslutades inom 7 månader. Vattenfyllning av reservoiren började i slutet av juli 2003 och reservoiren var fylld i mitten av augusti 2003.

Den horisontella linjedragningen av tilloppstunneln baserades på nödvändigheten av att använda 6 fronter för utschaktning av tunnelmassor för att klara tidplanen för projektet och undvika förseningsböter. Beroende på de begränsade grundundersökningarna före byggstart bestämdes djupförläggningen av tunneln slutligt först under själva byggnationen. Djupförläggningen justerades kontinuerligt på basis av den information om berget som erhöles från provborringar såväl från ytan som vid tunnelfronten. Låga horisontella bergspänningar gjorde det nödvändigt att justera djupförläggningen till en lägre nivå på vissa sträckor och att utföra en omfattande lining med armerad betong eller sprutbetong på sträckor med dålig bergkvalitet.

Författarna är övertygade om att valet av en CFRD damm för Barrigon och de valda metoderna för utsprängning och förstärkning av tilloppstunneln blev avgörande för att projektet kunde genomföras på den stipulerade tiden och att byggkonsortiet därmed kunde undvika förseningsböter enligt EPC kontraktet.

1. Introduction and Background

The Rio Estí Project in the Republic of Panama is located on the Chiriquí River, which drains a large basin into the Pacific Ocean near the city of David. The project was completed in November 2003 and is now producing some 650 GWh a year or about 10% of the current nation power supply.

Water is diverted from Rio Chiriquí by a 25 m high concrete dam and carried along a 5.6 km long canal to Barrigon reservoir. It has a total volume of about 47 Mm³ and an active reservoir volume of about 10 Mm³. A 4.8 km long pressurized headrace tunnel conveys the water to the powerhouse, which is equipped with two Francis units each with 60 MW capacity. The total gross head utilised in the power plant is about 122 m with a design flow of 118 m³/s.

Considerable effort was taken to minimise and mitigate the impact on society and the environment. The scheme required few families to be resettled and these were compensated satisfactorily. Release of 'ecological' water from both dams ensures that the rivers are never drained and that provision was made for riparian users downstream, including cattle farmers. The creation of 1000 construction jobs, albeit temporary, was an additional short term benefit to the region.

The project was implemented as an EPC Contract between the owner, AES Panama, and a consortium comprising Skanska, Alstom, GE and SwedPower. The Owner controlled design and construction quality by establishing very detailed technical requirements. The Consortium was wholly responsible for providing a 120 MW power plant not later than 23 November 2003 and carried all risks, apart from the hydrological risk.

Limited site investigations and no time for development of a Basic Design before start of the project made it necessary to optimize many structures by utilizing the design-as-you-go method, for example for two of the main structures, the 70 m high Barrigon Dam, and the about 5 km long pressurized headrace tunnel, which both were on the overall critical line for the project.

The fixed lump sum price amounted to US\$ 213 million. Liquidated damages of US\$ 180,000 per day would accrue if the power plant were not commissioned by the due date. The warranty period for civil works is 3 years. The contract was signed on 15 February 2001, thus giving a total construction time of only 33 months, which may be the fastest implementation ever of a project of this size and complexity. The paper describes some of the design choices, which were necessary to finally guarantee the timely completion of the project.

Thanks to an intense and good co-operation between the design team, the contractor, the Owner and his design and advisory team, the project was successfully completed 4 days ahead of schedule.

2. Design-As-You-Go Principle

Site investigation data was limited prior to construction due to a last minute change of the principal layout by the Owner in order to achieve a bankable project with sufficient return on investment. As the due date for commissioning of the plant could not be changed due to commitments already made in the Power Purchase Agreement, the time schedule for the construction works became extremely compressed and no time was available for additional site investigation for the new principal layout.

With these facts in hand the Consortium had no other alternative than implementing the project based on existing investigations and such other investigations that could be made during the construction. A limited site investigation programme was implemented during the initial construction period, however the knowledge of ground conditions was less than normal for a project of this size and complexity. In fact the

Designer had to implement the Final Basic Design at the start of the construction works in parallel with producing the first detailed design drawings for construction.

Thus it was decided to follow a Design-as-you-go principle, where design solutions had to be continuously evaluated subject to additional investigations of foundation properties of the main dam, rock mass properties and rock stress distribution in the tunnel. Major design choices and design-as-you-go principles, that became decisive to follow the compressed time schedule were:

- Change of dam type for the main dam from an earthfill dam to a Concrete Face Rockfill Dam
- Additional fronts for excavation of the tunnel and continuous change of the vertical alignment to favourable rock conditions

3. Change of Dam Type for the Main Dam from an Earthfill Dam to a CFRD Dam

Rio Barrigon, a tributary of the Chiriquí river, flows down a broad valley and meanders across a 200 m wide flood plain. The first Basic Design Report presented in March 2001 suggested a traditional clay core dam to be built over Rio Barrigon with the following general construction details, see Figure 1:

- A 6 m wide crest at an elevation of 225.5 m asl.
- An upstream slope of 1 on 2.25.
- Downstream slopes at 1 on 1.6 with intermediate berms to give an overall slope of 1 on 1.8.
- Critical and non-critical filters adjacent to the inclined clay core.

At that time the availability of fill material made a clay core dam more economical than a concrete face rockfill dam (CFRD). However, it became apparent during the site investigation that a problem could arise in finding sufficient volumes of suitable clay borrow at an acceptable distance from the dam site. Consequentially, in view of the tight construction schedule and the very high liquidated damages, the CFRD alternative was considered to see whether it could reduce the risk of delay to the project.

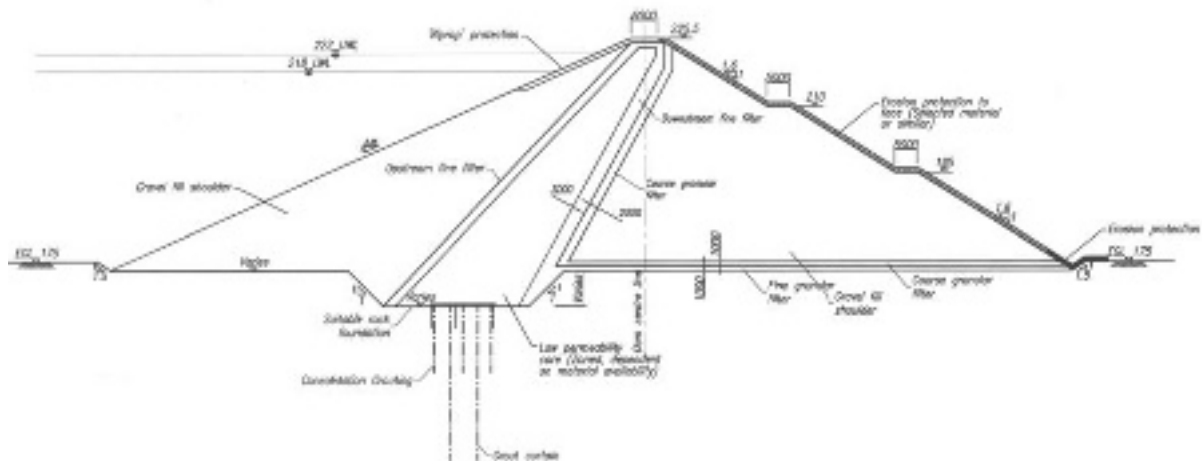


Figure 1: Barrigon Dam, Original Design, Typical Section through the Earthfill Clay Core Dam

Comparative studies of the two dam types upon completion of site investigations revealed that both types of dam would be technically feasible. The economics of dam construction therefore became the controlling factor for the selection on dam type. All elements that could impact upon costs were examined, especially those affecting time and constructability.

The change to a CFRD, some 3 months after contract signing, hinged on the following factors:

- Clay borrow for the core was of variable quality, distant from the dam and often inaccessible.
- The clay material would require moisture conditioning, especially in the dry season.
- Stockpiles would be required if core material were to be placed in the wet season.
- Frequent interruptions could be expected during filling and work lost due to rain.
- Grouting would need to be completed ahead of core placement.
- Placing material in narrow zones near the top of the 700 m long dam would be slow.
- A more rigorous testing and approval system would be required for clay core materials.
- A CFRD would require less fill because steeper slopes could be utilised.
- Fill materials could come from single prime source and could be placed in all weather conditions.
- Placing of fill in a CFRD could generally continue without rain interruptions.
- Large volumes of fill could be placed in a CFRD while plinth construction remains in progress.
- The grouting programme for a CFRD is generally independent of dam fill and slab construction.
- Concrete face slabs could be started in part of the dam, even if the dam is not at full height.
- The speed of impounding is less critical for a CFRD than for a traditional clay core dam.

The most important consideration was to complete the dam in a timely manner and thereby avoid extensive liquidated damages. The clay core option was vulnerable, particularly as the rainy season in Panama lasts at least 8 months each year. The flexibility inherent in the CFRD option, brought about by uninterrupted placement, independency of grouting, and simultaneous fill placement and face slab construction, made it clear that a change to a CFRD would be cost efficient.

3.1 General Arrangement of the CFRD Dam

Barrigon Dam was constructed as a concrete faced gravel / rockfill embankment. It has a bottom outlet located on the right side of the floodplain and a gated spillway on the right abutment, as shown in Figure 2.

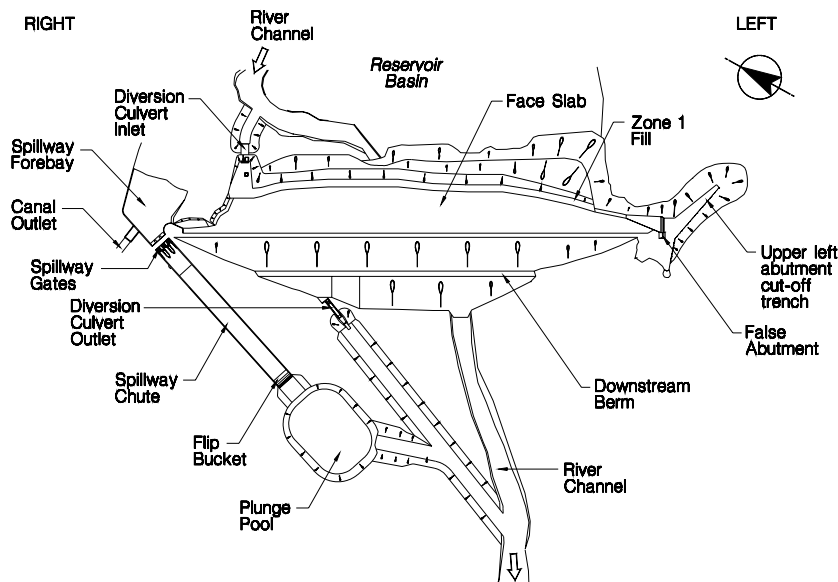


Figure 2: Barrigon Dam, New Design, CFRD Dam, General Arrangement

The empirical knowledge available from a great number of CFRDs and the latest trends in design were

taken into account when the principal layout was decided, for example, the acceptance of relatively steep slopes, plinth foundation on weak rocks, crest structure, etc.

The upstream and downstream shells of the dam have been zoned to make best use of the available fill materials. High modulus alluvial gravels and/or rockfill were placed in a wedge beneath the face slab to support the loads imposed by the reservoir. Similar “as dug” material was used downstream of this section in thicker layers. Lower quality and/or lower modulus fill from required excavation was used to form the downstream shell and stability berm.

Graded granular materials were placed over the formation underneath the upstream shell to filter any seepage passing through or beneath the grout curtain. High quality fine and coarse filters were located behind the perimetric joint and over the downstream apron. Processed filters were not used beneath the downstream shell as the seepage gradients in that location are expected to be very small. The alluvium should intercept any upward seepage before it reaches formation level. Similarly graded fill was used as a transition between the saprolite and the overlying bouldery fill wherever that material was missing.

The minimum factor of safety of the downstream shell and its foundation was designed to be no less than 1.3 at the end of construction and 1.5 for the long-term seepage conditions. Displacements resulting from the design earthquake are tolerable and the vulnerability of the embankment to foundation liquefaction near the downstream toe was mitigated by provision of an outer stability berm.

The dam is characterised by the following features, as shown in Figure 3:

- A 6 m wide crest with an access road bounded on the reservoir side by a parapet.
- A minimum level of 224.75 m asl along the reinforced concrete crest parapet wall.
- A maximum normal top water level of 222.0 m asl.
- A freeboard of 2.75 m in view of the design flood lift, wave surcharge and long term settlement.
- An upstream face sloping at 1V on 1.45H formed by a concrete face slab.
- A reinforced concrete plinth and integral apron to reduce hydraulic gradients.
- A downstream face of 1 on 1.6 slope and an intermediate berm.
- A zoned embankment comprising boulder gravel, rockfill, graded granular materials and earthfill.

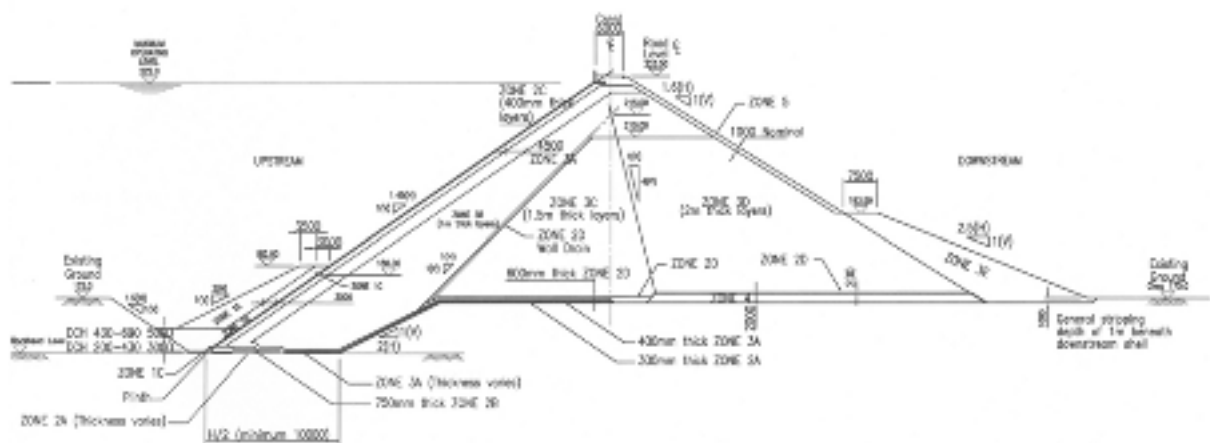


Figure 3: Barrigon Dam, New Design, Typical Section through the CFRD Dam

The standard plinth incorporated a 400 mm deep dowelled flat slab, from which the three-row grout curtain was installed. The design provided an apron downstream of the plinth to lengthen the seepage path under the plinth and to limit the increase in fill thickness directly beneath the perimetric joint. The

effective width of the combined plinth and apron was determined in line with guidelines set out by Machado et al (1993). The specification sought a Class 2 foundation (90% moderately weathered or better and 10% highly to completely weathered), which broadly equates to a Machado Class II / III. A ratio of reservoir head to plinth width of about 9 was adopted.

3.3 Thinner face slab than normal

The face slab design generally followed the empirical approach pioneered by Cooke. This approach has proved to be successful for many dams, however it has been necessary to modify the standard “Cooke” design in order to accommodate the site-specific conditions that are unique to Barrigon Dam.

By convention, the thickness of a face slab is governed by standard formula ($t = 0.30 + kH$). This approach has been very successful with dams up to 200 m high, although the presence of cracks in some very high dams led to Pinto recommending a modification for dams above 125 m high, which limits the hydraulic gradient to 225.

Precedents for the adoption of thin, constant thickness slabs exist for low-medium height CFRDs. Thinner slabs with a constant thickness have been used in Australia, Panama and Canada. In selecting the minimum thickness for the face slab, the designers took into consideration the slip-formed concrete kerbs used to protect the upstream face during construction. These were continuously cast with each new 400 mm kerb keyed into and overlapping the previous. The kerb concrete is weak and permeable but non-erodible in normal service conditions. A constant thickness face slab has been chosen for ease of construction and the minimum thickness of 200 mm has been selected on the basis of a target hydraulic gradient of 220 between the outer face of the concrete and the underlying Zone 2 transition material.

The face slab was designed with T16 reinforcement bars at 225 mm centres both ways, i.e. 0.42% of the slab cross section. General practice for face slab reinforcement is between 0.4 to 0.5% for vertical bars and 0.3 to 0.35% for horizontal bars. The performance of these scheduled patterns was assessed against traditional structural design procedures and formulas to determine the likely maximum spacing of cracks, which was 0.15 mm. The designed reinforcement therefore has appropriate crack handling characteristics. In addition, any propensity towards horizontal cracking should be mitigated by the saw-tooth profile of the kerb concrete, which will tend to distribute cracks at regular intervals, which would coincide with kerb lift joints where the concrete is thinnest.

3.4 New Joint Waterstops in Face Slab and Perimeter Joint

It is current practice to adopt multiple waterstops at sensitive locations in the watertight membrane, notably at the perimetric joint and at vertical movement joints where there are steep abutments. It is traditional to adopt copper backstops, coupled either with one or more rubber/PVC waterbars and surface bulbs filled with mastic or similar material.

In most CFRDs, the plinth and face slab tend to separate from each other. However the movements are normally very small as the plinth and toe trench are formed on incompressible foundations with only a very thin depth of fill behind the perimetric joint. Recent monitoring of dams of a similar height has shown that the opening and shear are normally less than 3 mm, while settlement is less than 10 mm. The traditional 'F' shaped copper waterstop was retained in the design but a new omega shaped waterstop, made from neoprene, and supplied by *Jeene* was fixed to the surface of the perimetric joint as an alternative to the mastic bulb system.

Jeene waterstops were also incorporated in movement joints alongside very steep slopes on the valley sides in order to counter potential differential settlement and the opening up of vertical joints. The amount of settlement is difficult to estimate due to the complex configuration, however simple analysis suggests that the differential settlement across the individual panels in these zones may be between 5 and 10 mm.

3.5 Intermediate Joint

Traditional practice for the construction of medium height CFRDs involves the completion of the embankment filling prior to commencement of slip-forming. This approach ensures that self-settlement of the fill is ostensibly complete and that the face slab is therefore only subjected to the stresses and strains imposed by the filling of the reservoir.

At Barrigon, it was intended that face slab panels should be constructed in two phases. The panels in the valley bottom were cast up to an intermediate level (180 m asl) in the first phase, once the filling had reached that level. The remainder of the panels above the intermediate horizontal joint were completed during the second phase, once embankment construction had finished. It was recognised that some strain generated from self-settlement of the fill could remain locked into the face slab.

The intermediate joint was envisaged as a potential problem area and it was decided that allowance should be made for articulation, such that differential movement and/or rotation might be accommodated without it adversely affecting the water tightness of the slab. Calculations indicated that no benefit was likely to accrue from having continuous reinforcement through the joint and accordingly it was made into a full movement joint.

A surface set, omega shaped *Jeene* waterstop was installed over the intermediate joint in addition to a copper backstop. Also, as extra insurance against deficiencies in workmanship, the Zone 1 fill was finished above the level of the joint, such that there would be a ready source of fine grained fill in the event that concentrated leakage might develop at this location.

3.6 Left Abutment founded on Weathered Rock

The original design envisaged that a sound rock foundation would be present at reasonable depth below original ground level. The original drillholes indicated that a satisfactory plinth foundation should be present within 6 to 11 m below original ground level, however this assumption proved incorrect over a 225 m long stretch between the old river channel and the lower left abutment.

The geology in this vicinity was complex. The volcanic strata had been disturbed and shears, minor faults, folds and drag structures were clearly visible in the slopes of the excavation. The layered andesite agglomerate was also extensively altered, which resulted in very deep deposits of saprolite. Additional drillholes proved not only that the weathering profile in this area was irregular but also that that the specified Class 2 foundation might be as deep as 155 m asl, which is 15 m beneath the river bed. The saprolite thickness exceeded 25 m in places and deepening of the toe trench in order to achieve the specified foundation grade would have been both problematic and time consuming. Hence an alternative solution was sought.

The characteristics of the saprolite improve with depth. At 162 m asl the rock mass varies between Classes 4 and 5 (i.e. 50 to >70% completely to highly decomposed and 50 to <30% moderately weathered or better). While the rock quality at this level did not meet the standard specification, it was nevertheless felt that the standard could be accepted.

A Class 5 weathered foundation broadly equates to a Machado Class III / IV. While a ratio of 3 is sometimes recommended for Class IV, it was considered that a hydraulic gradient ratio of 6 would be adequate for Barrigon, given the extensive filter protection and the substantial thickness of impermeable Zone 1 fill covering the plinth. The ratio was achieved by extending the apron downstream by over 5 m.

Relatively few CFRDs have been built over weathered rock foundations of this type. Generally, it has only occurred where poor ground has been discovered during the course of construction. In this location at Barrigon, the weathered rock is porous and incorporates compressible fine-grained clay material. Consolidation settlement under load was therefore expected. The standard design of the plinth was modified to accommodate the changed ground conditions. It was thickened, strengthened and provided

with a concrete filled trench at its upstream edge to provide a positive cut-off through the weak rock. In view of the compressibility and variable character of the weak foundation, the plinth bays were shortened to allow additional capacity for the plinth to articulate.

Significant settlement of the plinth and face slab was expected because of the variable foundation conditions. Differential settlement was predicted and the deflections were expected to cause the joints to close or gap, depending on the relative movements between slabs. Extra vertical movement joints were incorporated in the lower third and the face slabs were cast at half-width to provide greater flexibility. The waterstops were made more robust and the thickness of the face slab was increased to a minimum of 300 mm. The reinforcement steel was increased to T20 bars in order to maintain the same level of protection (0.44% each way).

3.7 False Abutment

The original design envisaged that a sound rock foundation would be present at reasonable depth below original ground level over the entire upper left abutment. However, this assumption also proved to be incorrect. Drillholes sunk during construction confirmed that rockhead did not reach maximum reservoir level for a considerable distance, if at all, past the ‘topographical’ end of the dam.

Extending the existing CFRD design along the dam axis therefore appeared to be inappropriate. Four engineering solutions were examined, including an earthfill cut-off, a self-hardening slurry trench wall, mass concrete infill and a reinforced concrete wall supported by earthfill. However considerable excavation would be required in each case, as the existing ground level of the abutment is significantly above embankment crest level. Also, the grout curtain would need to be extended along the length of the cut-off to limit seepage around the end of the dam.

The earthfill cut-off was selected, as it was the simplest form of construction. Plant was readily available and no specialist construction techniques were needed. The ‘false’ abutment was formed by a mass concrete monolith dimensioned to match the slope of the face slab and to avoid separation and differential settlement at the various structure fill interfaces.

As site investigations indicated that rockhead rises more steeply upstream of the dam centreline, the line of the upper left abutment cut-off was kinked upstream of the concrete monolith in order to optimise the design. The backfill to the trench was zoned such that the central watertight core would be protected by filters and supported with gravel fill.

4. Competitive Design Choices for the Headrace Tunnel

The Canjilones HPP uses the water from the reservoir at Barrigon, from which a pressurised headrace tunnel of about 4800 m in length and with an excavated diameter of about 9.3 m conveys the water down to Canjilones Power House located on the surface. The selection of the horizontal and vertical alignment for the tunnel was governed by topography, location of adits, geology and the in-situ rock stresses including considerations to side cover for hydraulic fracturing. A surge facility is sited in a hill with a natural ground level of approximately +240 masl, about 1700 m upstream of the Power House as shown in Figure 4. The headrace tunnel passes under a depression in the terrain, the Rio Esti, at a distance of about 2100 m from the intake. A steel penstock is installed at the end of the headrace tunnel where the confinement from the rock decreases. Three adits were constructed of which one is located in the surge shaft area, and one is placed upstream the Rio Esti crossing. The third adit is located within the Power House area.

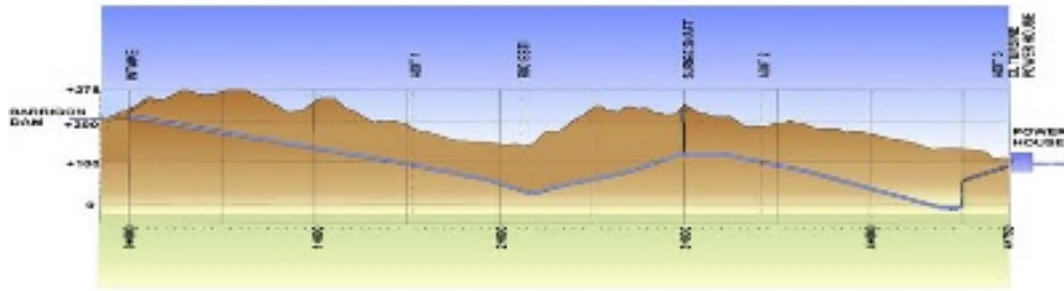


Figure 4: Headrace Tunnel, longitudinal profile

The tunnel was excavated in a rock mass of volcanic origin, normally a strong andesite with indications of local zones of intense fracturing. Sedimentary rocks such as agglomerates overlie the andesite, and within the andesitic rock mass, layers of tuff or mudstone are present. See typical geology in Figure 5.

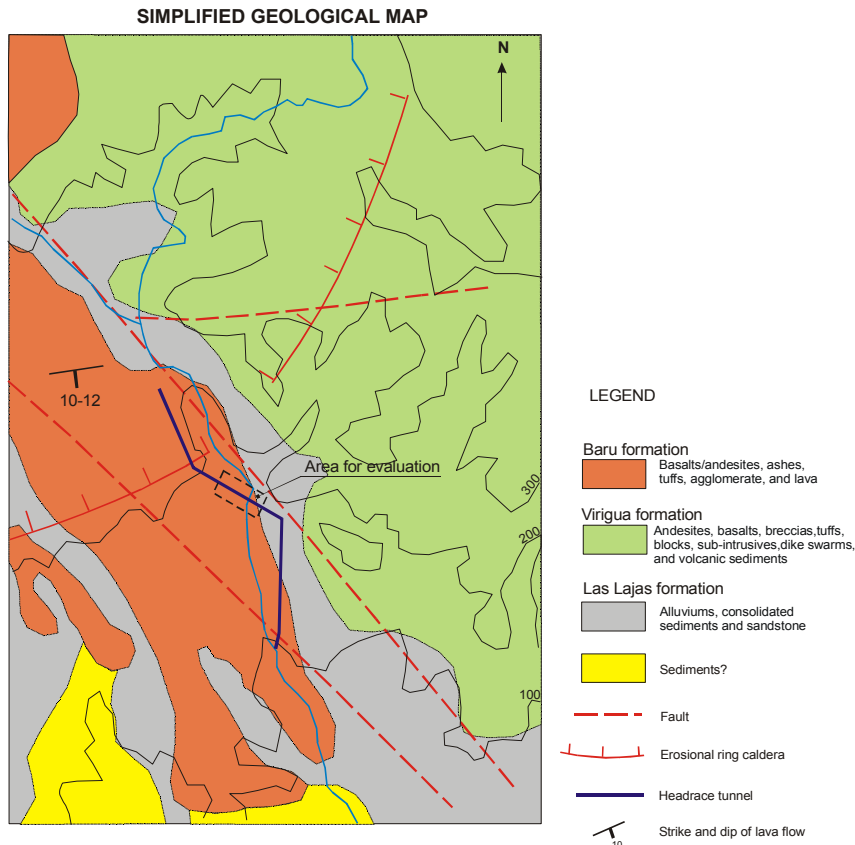


Figure 5. Typical geology for the tunnel

The rock mass structure is dominated by the dip of the bedding sloping gently (about 10°) to the southwest. The rock mass adjacent to the Barrigon Dam consists of andesitic rock and tuffs and further south the rock mass consists of volcanics, agglomerates, tuffs and mudstones/claystones. The trends of the faults have an east-westerly direction. The soil cover varies from about 2-3 m at the Canjilones Power

House up to 20 m adjacent to the Rio Esti crossing. The slaking characteristics of the andesitic agglomerate, tuffaceous agglomerate and the brown tuff have been tested on samples from boreholes. Typical slaking durability (first cycle) for the agglomerates is medium high to very high and for the brown tuff very low (close to zero). Microscopic analyses show presence of montmorillonite in the andesitic rock clay material, probably a product of hydrothermal alteration.

The tunnel has a wet area of 72 m² determined by the roughness of the tunnel perimeter, which was verified by measurements during construction and finally by actual head losses during operation. The rock support varies from partially unlined through shotcrete and rock bolted to fully concrete lined depending on the quality of the surrounding rock and internal water pressure. To minimize construction time the following were applied

- Early investigations comprising surface mapping and some 10 core-holes to identify problem areas and typical rock support requirements
- Rock stress measurements for depth location during the early investigation stage
- Division of rock support into classes, described verbally and with *standard* rock classification systems
- Continuous geotechnical follow-up shift by shift (3 geologists) that forms part of the contractor's excavation team for early determination of required rock support.
- Decision of rock support class was taken directly at the tunnel front

To speed up construction time, six tunnel fronts were used. Time constraints lead to demands both on alignment and depth location as well as early choice of excavation and support measures. The vertical alignment and its required support and lining were finally decided during excavation based on additional drilling and testing. Both hydraulic jacking tests and permeability tests were performed from the tunnel.

Horizontal stresses were of concern for depth location and lining requirements. The lowest horizontal stress was found to be of the same magnitude as the vertical stress. Permeable sandstones adjacent to the Power House gave rise to special lining and adjustment of the alignment late in the project.

About 600 m of the Very Poor Rock quality (thought to be an old Caldera structure with weak tuffs) had eventually to be lined with heavy reinforced concrete or shotcrete with respect to hydraulic jacking potential, leakage potential and time schedule, see Figure 6.



Figure 6: Headrace Tunnel with reinforced concrete

4.1 Rock Stress Measurements

Very little was known initially of the stress field at the site for the proposed tunnelling, though there were some stress measurements made in the upstream La Fortuna project, implying that a pressurized tunnel was viable. Hydraulic rock stress measurements in the core holes made early in the project showed stresses that allowed for a pressurized tunnel. A summary of values for all measurements indicated that the minor horizontal rock stresses, see Table 1, were about the same order as the vertical pressure generated by overburden. Some discrepancies were however present and a comprehensive programme for hydraulic jacking tests and permeability tests was implemented and included measurements both in vertical boreholes from the surface and from boreholes inside the tunnel as a final control in the risk assessment procedure and a basis for choice of final lining.

Calculated vertical pressure	Splitting pressure	Minor horizontal stress	Major horizontal stress
1.86 MPa	4.4 MPa	1.77 MPa	3.07 MPa

Table 1. Rock stress measurements, main results from tests prior to construction.

The main limiting criterion for the depth location of the tunnel was that the minor stress in the rock should be equal the water pressure in the tunnel, times a factor of safety kept as low as 1.2. Thus the tunnel invert elevation was determined based on there being sufficient rock cover to provide a low risk of hydraulic fracturing. The side cover in terms of confinement was met at a side cover of at least 2 times the vertical rock cover. Due to the complex geology some of the jacking tests were considered uncertain. To avoid any doubts for hydraulic fracturing the vertical alignment was finally adjusted to a lower depth location at the Rio Esti crossing area and at the Penstock Shaft.

Special consideration had to be made in the tunnel section adjacent to and under the crossing of the Esti River, see Figure 5 (“area for evaluation”) characterized by sections with low modulus of elasticity and other sections with high permeability. Jacking tests from surface boreholes indicated that the horizontal rock stress generally is equal to or higher than the vertical stress, with the ratio of horizontal to vertical stress K_0 in the range from 1.0 to 2.5. Out of 20 test sections made within the tunnel only 7 showed reopening pressures that indicated lower horizontal stresses than the vertical stress. Compared with the other test results this strongly suggests that on this particular section of the tunnel stiffer rock layers above and below the tunnel probably experiences a horizontal rock stress level at least equal to the vertical stress, thus ensuring containment of the tunnel. In order to ensure the integrity of the tunnel it was finally decided to implement a comprehensive lining on this section as described in Section 4.3 below.

4.2 Rock Support and Geotechnical Mapping

The complex geology with very weak layers emphasized the importance of core drilling and/or probing ahead of the tunnel face. Procedures and method statements were established for this type of work in advance of excavation as well as systems for geological mapping and classification of support conditions. Tuffaceous layers and zones of poor quality red tuff inter-bedded with agglomerate proved to be located along the initial tunnel alignment. Tunneling in reddish tuff, a difficult and time-consuming procedure, was avoided as much as possible by adjusting accordingly the vertical alignment of the tunnel.

Geological mapping was conducted at the tunnel face, round for round as a base for decisions of final rock support and amounts of early rock support to be applied. The poorest rock classes demanded shotcreting directly at the tunnel face followed by rock bolting and subsequent shotcreting. As-built drawings were produced showing both the geology and the installed support.

The rock was classified into 5 classes, verbally described with indicators such as rock type, strength, jointing but also compared to RMR and Q-index mapping. Examples of the main parameters in the mapping for Class 5 are shown in Table 2. Each rock class had a corresponding typical rock support.

<p><u>General Description:</u> Intrinsically weak rock with very frequent fractures – same as the third type but overstressing commonplace.</p> <p><u>Guidelines for Geotechnical Mapping:</u> Strength of intact rock: Weak rock, closer to lower part of grade limit (ISRM grade R2). Number of joints: RQD = 0-50% or crushed rock Spacing between joints: <0.5 m Conditions of joints: From slightly rough to smooth undulating separated 0-10 mm, slightly or highly weathered, and/or filled with gouge material. Groundwater: Dry-damp Typical rock type: Red- brown tuff Continuity of layers: Red-brown tuff very common, local ravelling in tunnel. Observations of tunnel behaviour: Indications of stability problems of the tunnel front. Frequent stability problems in walls and roof. Tunnel susceptible to squeezing.</p>

Table 2. Example of description of rock type for determining rock support

The final occurrence of each rock type were as given in Table 3.

Rock Type	I	II	III	IV	V
Occurrence	10%	60%	15%	10%	5%

Table 3: Final occurrence of each rock type

4.3 Concrete Lining

In zones with weak rock, highly permeable rock and where locally rock stresses were suspected to be low, i.e. the Rio Esti crossing area, a concrete lining with connecting reinforced shotcrete lining were installed.

Design criteria for the reinforcement in lining

The design of the reinforcement, that is, the spacing and the diameter of the steel bars, is governed by the following criteria:

- Limit stresses in the reinforcement.
- Limit width of cracks in the lining.
- The tension capacity of the reinforcement shall be sufficient to generate new cracks in the concrete.
- Limit water losses from the pressure tunnel.
- Increase the Safety Factor against hydraulic jacking.
- When the tunnel is empty the lining shall resist the external water pressure.

Properties of the rock mass

The geotechnical mapping of the headrace tunnel and the Q and RMR classification of the rock mass, have been used to estimate the deformation modulus of the rock mass along the tunnel.

The estimation of the permeability of rock mass (the hydraulic conductivity) has been based on the grout take, measured inflow to the tunnel after the grouting, theoretical relationship and earlier experience.

Along the tunnel four sections has been analysed, chainages 2050, 1950, 1850 and 1750. The geometry and material data for the sections are summarized in Table 4.

	Section 2050	Section 1950	Section 1850	Section 1750
Rock mass modulus on tunnel level	2 GPa	5 GPa	10 GPa	10 GPa 2 GPa in roof
Permeability of rock mass on tunnel level	$1,4 \cdot 10^{-07}$ m/s	$1,4 \cdot 10^{-06}$ m/s	$2,8 \cdot 10^{-06}$ m/s	$2,8 \cdot 10^{-06}$ m/s $1,4 \cdot 10^{-07}$ m/s in roof
Ground level, m	144,0	146,8	150,0	156,7
Level tunnel roof, m	46,1	60,4	69,2	78,5
Internal water head, m	220,0	220,0	220,0	220,0

Table 4. The geometry and material data for the calculated sections.

Analysis

The Finite Element Code PLAXIS version 7.2 has been used for the analysis.

With full internal water pressure in the tunnel the steady state flow out from the tunnel has been calculated. The permeability of the lining has been varied, se Figure 7.

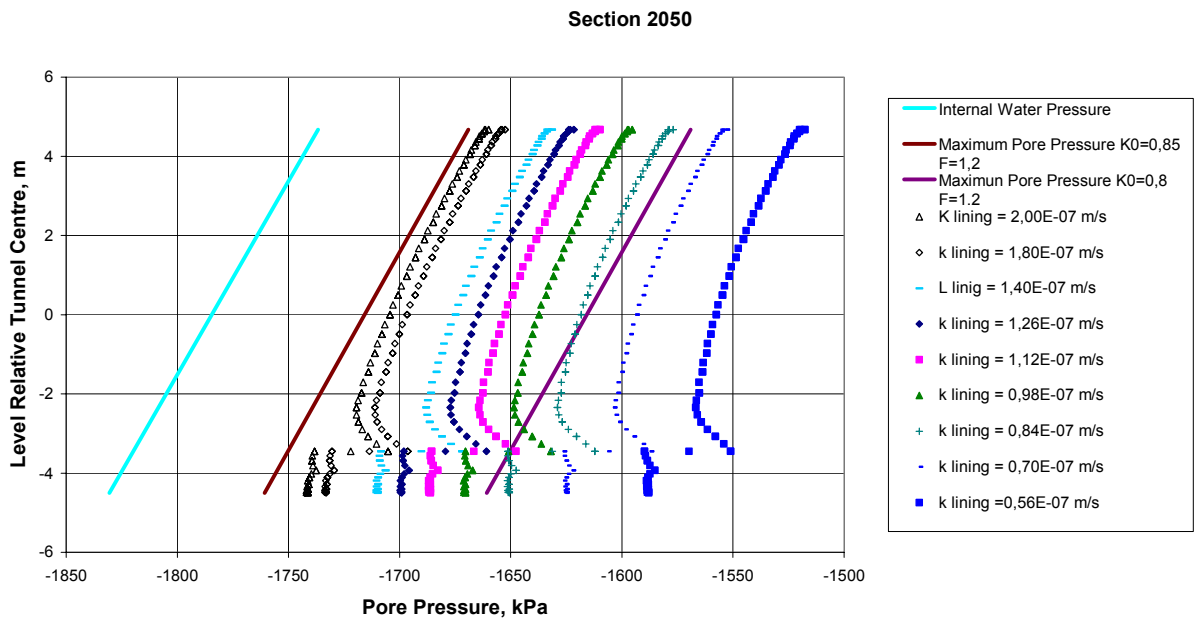


Figure 7 Calculated pore pressure outside lining, section 2050.

The calculated pore pressure, U , outside the lining has been compared with the limit for hydraulic jacking

$$U \leq \sigma_v \cdot K_o / S.F.$$

where σ_v is the total vertical in situ stresses, K_o the ratio of horizontal to vertical stress and S.F the safety factor. A summary of the results is shown in Table 5.

	Section 2050	Section 1950	Section 1850	Section 1750
Necessary head drop over lining and permeability, $k_o=0.8$	16,7 m 0,82 10^{-07} m/s	21,3 m 0,38 10^{-06} m/s	23,8 m 0,62 10^{-06} m/s	18,5 m Roof 0,11 10^{-06} m/s Walls 0,23 10^{-06} m/s
Necessary head drop over lining and permeability, $k_o=0.85$	6,7 m 2,0 10^{-07} m/s	12,7 m 0,7 10^{-06} m/s	15,8 m 1,2 10^{-06} m/s	10,7 m Roof 0,21 10^{-06} m/s Walls 0,46 10^{-06} m/s

Table 5. A summary of the necessary permeability (Thickness of lining in roof 1,075 m)

Leakage through lining and crack width

The water leakage through the lining depends of the spacing between cracks, s_c , and the width of the cracks, w . If the lining is exposed to a uniformed extension strain, ϵ , the crack width can be calculated as

$$w = \epsilon \cdot s_c$$

if the spacing between cracks is s_c .

The spacing between cracks depends on the diameter of the reinforcement and the ratio of steel area to the area of concrete. According to BBK the average crack spacing in mm can be calculated as

$$s_c = 50 + \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \phi / \rho_r$$

where κ_1 is a constant depending of type of reinforcement. For ribbed bars this constant is 0,8. κ_2 is a constant depending on the strain distribution across the cracked area. If the extension strain is uniformed this constant is 0,25. ϕ is the diameter of the bars and ρ_r is the ratio between the area of the steel and effective area.

For welded mesh the crack spacing is equal to the spacing between cross bars.

Flow through fractures is usually described through an expression for flow between parallel walls, modified with a correction factor ξ to take into account deviations due to surface roughness and aperture contacts. The flow through 1 meter of crack can be calculated by:

$$q = \xi \cdot \rho \cdot g \cdot w^3 / (\mu \cdot 12) \cdot (P_i - P_1) / t$$

P_i = the water pressure inside the tunnel

P_1 = the water pressure at the contact lining-rock

t = the thickness of the lining

w = the average crack width

ρ = density of water

g = acceleration due to gravity

μ = dynamic viscosity of water.

A equivalent permeability, k , of the lining around a crack can be assumed to

$$k = 1 / s_c \cdot \xi \cdot \rho \cdot g \cdot w^3 / (\mu \cdot 12)$$

if the flow through the intact concrete is neglected.

Fahlhaber et. al., 1991, propose the use of a correction factor of $\xi = 0.12$. In the present study the correction factor ξ has been set to 0.1.

Layout of lining

Based on the analysis the following conclusion was drawn.

In section 2050 a 0,8 m thick circular ϕ 3800 mm concrete lining reinforced with 2 layers of bars ϕ 25 mm, s 125 mm will give a safety factor against hydraulic jacking of 1,2 if K_0 is greater or equal to 0,85.

In section 1950, 1850 and 1750 a horseshoe shape shotcrete lining with invert reinforced with weld mesh, 4 nets ϕ 5,3 mm, s 50 mm, will give a safety factor against hydraulic jacking of 1,2 or greater if K_0 is greater or equal to 0,85.

A contact grouting between lining and rock was executed when the concrete had reached full strength.

SveBeFo

Box 47047
SE-100 74 Stockholm

Telefon 08-692 22 80 • info@svebefo.se
Besöksadress: Mejerivägen 4

ISSN 0281-4714

typografen.se