

SveBeFo



STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

BERGMEKANIKDAG

2008

Föredrag

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

**Föredrag vid
BERGMEKANIKDAG
I STOCKHOLM 10 MARS 2008**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 10, 2008**

FÖRORD

BERGMEKANIKDAGEN 2008 INLEDNING MED UTBLICK

Det ligger nära till hands att blicka både bakåt och framåt när det är dags att skriva förord och inleda en Bergmekanikdag för tjugofemte gången. Vad har hänt sedan början av åttiotalet och vad kan vi vänta oss i framtiden?

1984 var en persondator inget självklart verktyg för envar, inte heller e-post, internet eller mobiltelefoner, några av oss hade just börjat skicka fax! På Bergmekanikdagen visade man diabilder... Stenålder alltså! Mycket har hänt i samhället och i allas vår vardag, men vad är nytt inom bergtekniken? Naturligtvis en ökad produktivitet, delvis till följd av datoriseringen, men också genom allmänt högre prestanda och kvalitet på all utrustning. Och inte minst en väsentligt bättre arbetsmiljö för operatörer och annan personal. Men på det hela taget har vi inte sett några stora tekniskiften utan främst ”vardagsförbättringar”, något som är typiskt för en mogen bransch: Det har alltid byggts och kommer alltid att byggas och brytas i berg – vårt behov av mineral och anläggningar i berg kommer att bestå.

Från ett seminarium om ”Bergbyggande i framtiden” 1988, kan följande citeras (baserat på en rapport från kommunikationsdepartementet):

”2000-talet innebär en ny epok, som kräver en utvecklad infrastruktur, bl a vad gäller vägar, flyg och tele.” ... ”Inga tecken tyder på att vi kommer att byta utvecklingsmodell för det framtida samhället, trots att vissa moraliska, religiösa, etiska och ekologiska skäl kan peka på det. Om 25 år kan vi därför förvänta oss större trafikvolymer och en infrastruktur som sannolikt inte heller då är i takt med behoven. Privatbilismen kommer att öka men ge mindre föroreningar. Den kommer dock att vara lika kontroversiell som idag. För godstrafiken kommer lastbilar ännu att vara basen. Åttiotalets marknadsinriktade synsätt kommer att kompletteras med planeringsinriktad politik, där stora hänsyn tas till energi- och miljöskäl.”

Ganska framsynt kan vi säga idag, bortsett från järnvägsutbyggnaden, men den kan anas i den sista meningen om ”planeringsinriktad politik...energi- och miljöskäl”.

Vårt seminarium syftade främst till att bedöma marknadsläget för berg- och undermarksteknik och särskilt att föreslå nya undermarkstillämpningar och sprida kännedom om ”undermarken som en resurs i samhällsbyggandet”. Man kan konstatera att vi blev rejält bönhörda; att bygga tunnlar och andra undermarksanläggningar har blivit väl etablerat – även om inte alla projekt har gått lysande. Dagens många och stora tunnelprojekt, genomförda, pågående och planerade, i städer och på landsbygden, liksom ”boomen” i gruvsektorn är väl kända och behöver inte kommenteras, men hur ser det ut i framtiden?

Om 25 år går trafiken tät på Citybanan med stora trafikantströmmar vid T-centralen och den nya knutpunkten Odenplan, som också har en tunnelbanegren till Karolinska sjukhuset via den helt nya stadsdelen i Norra stationsområdet.

I norr finns åtskilliga gruvor. Fäboliden är en av de stora leverantörerna av guld bland ett stort antal nya gruvor som bearbetar olika fyndigheter. I Kiruna bryter ni malm på 1400 m nivån och den nya stadsdelen vid Luossavaara är delvis inflyttad och har blivit en ny turistattraktion.

I söder passerar ni Hallandsås på några minuter och likaså Helsingborgstunneln under Öresund på er tre timmar långa resa från Göteborg till Hamburg.

I Oskarshamn placerar ni rutinmässigt utbränt kärnbränsle i slutförvaret på 450 m djup, medan nya förvarstunnlar kontinuerligt byggs ut.

Alltjämt borrar ni och spränger de flesta tunnlar och orter, men snabbare och mera skonsamt än idag. Utlastning och transport är betydligt mindre störande än förr, bland annat genom tystare och renare motorer på last- och transportfordon. Ibland väljer ni fullborrning efter en utveckling av det gamla konceptet från Hallandsås, där man borrade, tätade och klädde in tunneln i ett sammanhang, bara med skillnaden att det nu, ett par decennier senare, går så mycket snabbare och smidigare.

Ni kommer att förstärka era tunnlar med bult och sprutbetong, men med en högt mekaniserad och automatiserad utrustning. Bergbultar borrar in och bär sin last omgående. Sprutbetongen följer bergkonturen perfekt med hjälp av en robot som arbetar interaktivt med materialsammansättning och anslagshastighet till aktuell tjocklek helt utan återslag. ”Sandwichkonstruktioner” byggs lätt upp med materialegenskaper som ger vatten- och frostisolering eller brandskydd efter behov. Alternativt integreras dessa egenskaper i en för ändamålet modifierad sprutbetong. Att operatörerna styr utrustningarna på bekvämt och säkert avstånd från maskinen är självklart.

Borrning och sprängning, bult och sprutbetong – i grunden konventionell teknik alltså. Men tätningen då? Ni kommer att kämpa med tätningsproblemen precis som idag, bara med lite bättre injekteringsmedel och kontrollmetoder; tätningsmaterialet tränger in i fina sprickor och härdningsförloppet kan styras i tid och rum, inflöde och fukt på bergytan registreras och kvantifieras med särskilda sonder och scanningteknik.

Helt nya tekniker för själva tätningen är också på väg. Spårämnen har börjat användas för att kartlägga vattenflödet i sprickorna och joniserade injekteringsmedel styrs till de kritiska sprickorna med hjälp av ett elektriskt fält runt tunneln. Den tätade zonen förläggs till ett sådant avstånd från bergytan att den inre torrlagda zonen kan bära det fulla vattentrycket i samverkan med lämplig bergförstärkning.

Den konkurrerande metoden till sprängning, dvs fullborrning med kontinuerligt färdigställd tunnel, vinner mark i alla sammanhang där det är möjligt rent geometriskt. Den snabba utvecklingen är en följd av erfarenheterna från det gamla ”pilotprojektet” Hallandsås. Den alltjämt pågående utvecklingen har nu lett till att variationer i diameter inte längre är ett hinder och i framtidskoncepten förekommer extruderad gjutning av inklädnaden där man använder en del av det utborrade bergmaterialet som ballast i inklädnaden och därmed minskar uttransporten av bergmassor från tunneln.

Åter till Bergmekanikdagen 2008. Antingen vi skådar in i framtiden eller ser tillbaka så är vårt grundmaterial det urgamla berget. Fysikens lagar och hållfasthetslärans grunder står sig – även om man kan räkna så mycket snabbare, på gott och ont. Budskapet är tydligt – ett gediget kunnande inom geologi och bergmekanik kan inte ersättas av numeriska modeller och aldrig så sofistikerade simuleringar – de är bara verktyg och hjälpmedel i ett arbete som måste bygga på solid kunskap om det naturmaterial och den naturresurs vi är satta att hantera på bästa sätt.

Även den framtida bergbrytande och tunneldrivande roboten är ohjälpligt beroende av sin styrmodul som är byggd och programmerad på basis av ingenjörsgelogiskt och bergmekaniskt kunnande, det kunnande som ni har tillägnat er genom flitigt deltagande på våra Bergmekanikdagar och er medverkan i SveBeFos forskning.

Det är glädjande att notera att den nyordning för vår verksamhet som kom till stånd för ett par år sedan har burit frukt i form av ett ökande antal huvudmän i SveBeFo – nu omkring 30 företag och organisationer jämfört med 16 år 2005 – och vår projektvolym har ökat väsentligt jämfört med föregående år. Detta ska också ses som ett tecken på den betydelse som man tillmäter bergtekniken hos våra huvudmän, framförallt hos de stora beställarna Banverket och Vägverket. Behovet av kvalificerad FoU och – väl så viktigt – behovet av bergteknisk kompetens hos alla parter i byggprocessen är uppenbart, både i de pågående och framförallt i de kommande stora tunnelprojekten som ska genomföras de närmaste decennierna.

Vi ser fram emot en spännande dag av fortsatt kunskaps- och erfarenhetsutbyte. Välkomna till Bergmekanikdagen 2008!

Tomas Franzén

Förord*Tomas Franzén, SveBeFo***Invited lecture:****Tunneling in weak formations1***Professor Tarcísio Celestino, Themag Engenharia Ltda., São Paulo, Brazil,
São Carlos Engineering School, University of São Paulo, Brazil***DIMENSIONERING OCH STABILITET****DESIGN AND STABILITY***Inledare: Lars-Olof Dahlström, NCC Teknik***Bergstabilitet vid byggandet av nya malmsilor åt LKAB, Kiruna19***Rock stability at the construction of new ore storage silos for LKAB, Kiruna, Sweden
Yanting Chang, Jessica Öhr Hellman, WSP Sverige AB***Brottmekanismer i kristallint berg. Observationer och resultat från
pelarstabilitetsförsöket vid Äspölaboratoriet31***Yielding mechanisms in crystalline rock. Observations and results from the pillar
stability experiment at Äspö HRL**J. Christer Andersson, SKB Svensk Kärnbränslehantering***Blast-induced damage around tunnels – effects, concerns and numerical
assessment41***Sprängskador vid tunneldrivning – effekter med avseende på deformationer och
stabilitet**David Saiang & Erling Nordlund, Division of Mining & Geotechnical Engineering
Luleå University of Technology***Deformationsmätningar och observationsmetoden – exempel från
Strengertunneln51***Deformation monitoring and the observational method – examples from the Strenger
tunnel**Håkan Stille, Institutionen för Byggetenskap, avdelningen för Jord- och Bergmekanik
Mats Holmberg, Tunnel Engineering*

Erfaringer fra tunnelras, Hanekleiva	59
Experiences related to tunnel collapse, Hanekleiva	
<i>Rut Gunlaug-Haug, Vegvesendet, Norge</i>	

TUNNELKARTERING OCH GEOFYSIK

TUNNEL SURVEYING AND GEOPHYSICS

3D images in underground excavations and their use for rock engineering	63
<i>Markus Pötsch & Andreas Gaich, 3G Software & Measurement GmbH., Graz, Austria</i>	
<i>Wulf Schubert, Institute for Rock Mechanics and Tunnelling, Graz University of Technology</i>	

3D lasermätningsteknik för inmätning, dokumentation och visualisering	83
3D laser scanning technique for measurement, documentation and visualization	
<i>Feng Quanhong, Wang Guojuan, Kennert Röshoff, Berg Bygg Konsult</i>	

Seismisk tomografi tillämpad på ras i Ravneheitunneln, Norge	93
Seismic Tomography applied on rock fall in the Ravnehei Tunnel, Norway	
<i>Rikard Marek, Geosigma, Kjetil Moen, Multiconsult, Norge</i>	

VATTEN- OCH FROSTSÄKRING. BRANDSKYDD

WATER AND FROST ISOLATION. FIRE PROTECTION

Hantering av vatten i tunnlar – Problem och möjligheter	111
Managing water in tunnels – Problems and possibilities	
<i>Anna Andrén, Banverket</i>	
<i>Magnus Eriksson, Peter Wilén, Vattenfall Power Consultant</i>	

Temperaturflöden i järnvägstunnlar och dess konsekvenser för drift och underhåll.....	121
Temperature flow in railway tunnels and its consequences for operation and maintenance	
<i>Anna Andrén, Banverket</i>	
<i>Lars-Olof Dahlström, Luleå tekniska universitet/NCC Teknik</i>	

Brandskydd av tunnelkonstruktioner.....	131
Fire protection of tunnel structures	
<i>Maria Hjohlman, Lars Boström, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut</i>	
<i>Johan Häggström, Bo Wahlström, Brandskyddslaget</i>	
Brandtålig vatten- och frostsäkring för tunnlar.....	137
Fire resistant water and frost lining for tunnels	
<i>Thomas Dalmalm, Vägverket</i>	
<i>Lars Boström, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut</i>	
Citytunneln i Malmö – uttag av tvärtunnar.....	153
The City tunnel project in Malmö – Excavation of crosspassages	
<i>Johan Brantmark, Christopher Kolbjørnsen, Peter Damgaard, Citytunnelprojektet</i>	

TUNNELING IN WEAK FORMATIONS

Tarcísio B. Celestino

Themag Engenharia Ltda., São Paulo, Brazil

São Carlos Engineering School, University of São Paulo, Brazil

INTRODUCTION

The term “weak formations” is certainly very broad to be exhaustively covered with respect to peculiarities related to tunneling. This paper will focus on experiences of tunneling through ground masses ranging mainly from stiff clays (fissured or not) to weathered rocks and residual soil.

With respect to tunneling methods, only problems related to sequentially excavated, shotcrete supported tunnels will be described, even though some aspects (e.g. treatment of settlement data) may be similar for mechanically excavated tunnels.

Due to the weak character of the ground masses, tunneling in such type of material requires special attention with respect to safety against failure. In weathered rocks and residual soils, variability brings a further step of complexity. Problems become even more critical when tunneling in urban environment. An aggravating condition is that in such cases, due to operational reasons, tunnels are usually shallow. Some collapses of shallow urban tunnels will be discussed in the light of commonly available safety evaluation tools based on limit analysis. The comparison of reduced centrifuge model failure tests with analytical model results is very useful for the judgment of the applicability of these models. Examples of such comparisons will be shown. There seems to be an important role for numerical tools in this field.

High deformability is another important characteristic of weak formations, which also implies other class of problems for shallow urban tunnels. Settlements and their consequences of building damage based on settlement parameters will be shown. Comparison of one of such models to real building damage caused by tunnel construction in the City of São Paulo will be presented, as well as building repair typical costs. The usually adopted Gaussian curve for settlement trough adjustment may introduce important errors for distortion evaluations. It will be shown that yield-density curves give better results for that purpose.

Typical failure modes of support structures not controlled by ground mass discontinuities will be discussed. An example of the evaluation of failure probability based on the Monte Carlo method will be presented for a very shallow urban tunnel going underneath railway tracks.

2. SETTLEMENTS

Surface settlements are the result of ground movements around the excavation mainly

due to stress relief. For most tunnels, excavated through materials with negligible volume strain when sheared, deep and surface settlement troughs have approximately the same volume. Therefore, surface troughs are wider and have lower maximum settlement and lower distortions than deep settlement troughs, as shown in Figure 1 (Almeida e Souza, 1998).

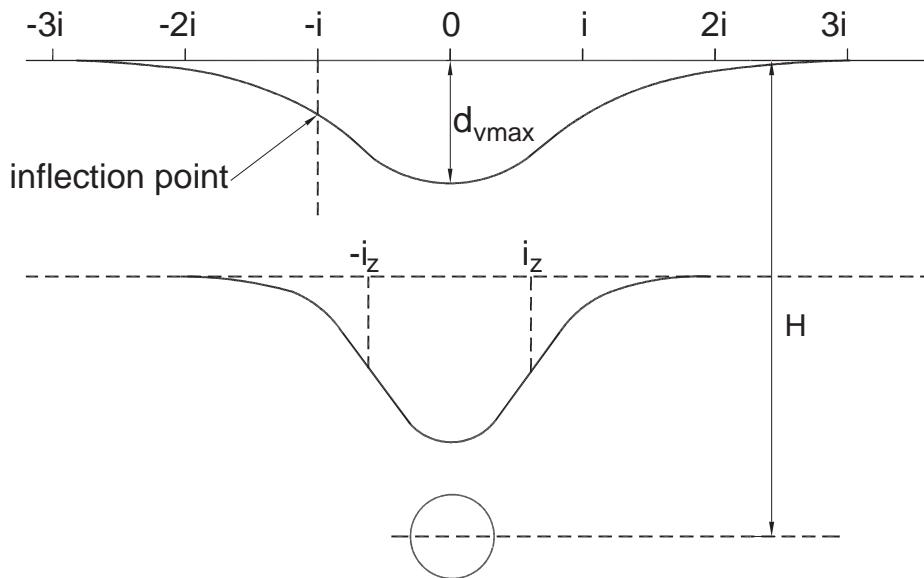


Figure 1 – Typical deep and surface settlement troughs (Almeida e Sousa, 1998)

When the ground mass presents volume decrease due to shear, opposite behavior may be found: maximum settlement is usually higher at the surface than at depth. Surface distortions are also higher, and this is important as they determine the amount of building damage.

Brasilia Subway tunnels were excavated through porous clay with that characteristic. Surface settlements were very large, reaching maximum values in the range of 400mm. The tendency for maximum settlement to decrease with increasing depth is shown in Figure 2 (Marques, 2006) for increasing distance d from the excavation face to the instrumented section. Many attempts were made (e.g. Assis *et al.*, 1997; Ruiz, 1997) in order to duplicate this type of behavior with a numerical model capable of reliable predictions with this type of ground mass. Successful result was reached by Marques (2006) using a computer code developed by Almeida e Sousa (1998) and Oliveira (2000), based on Lade's (1977, 1979) elasto-plastic model.

Azevedo *et al.* (2002) also report good agreement between results of a back-analysis with Lade's model settlements measured during construction of a tunnel excavated through an overconsolidated clay mass for the São Paulo Subway. The initial void ratio of the upper clay layer was 1.62, and this influenced both high volumetric strain triaxial and hydrostatic tests (about 27% at 500kPa pressure), and settlements in excess of 80mm.

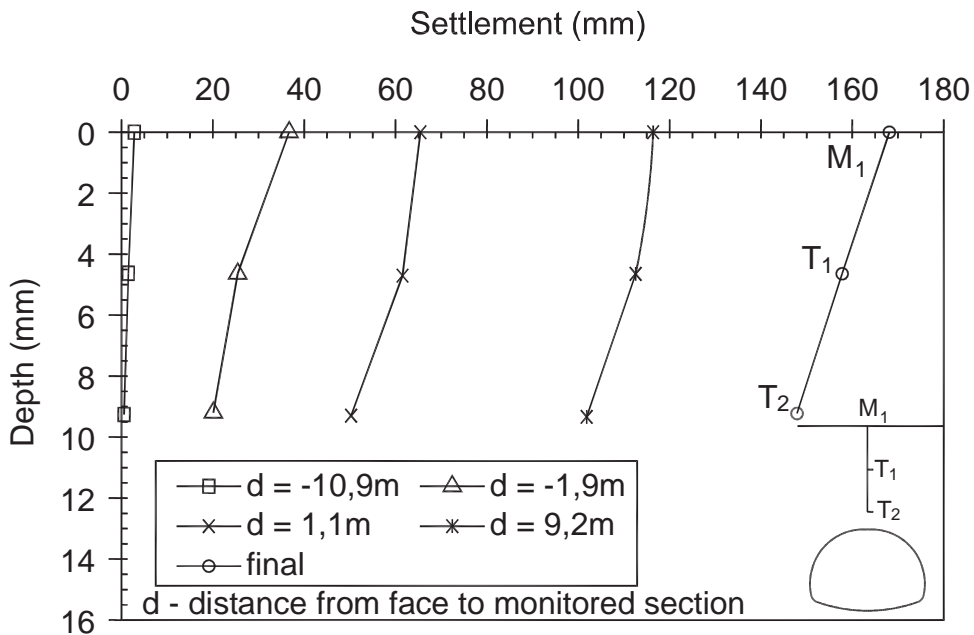


Figure 2 – Maximum deep and surface settlements at Brasilia Subway tunnels (Marques, 2006)

Santos and Celestino (2008) analyzed settlement data with neural networks for a 3-km long section of tunnels excavated through stiff clays and sand lenses below the water table for the São Paulo Subway Line 2. Sensitivity analysis showed interesting relationships not usually obtained otherwise. For instance, Figure 3 shows the variation of the maximum settlement with the depth below the water table.

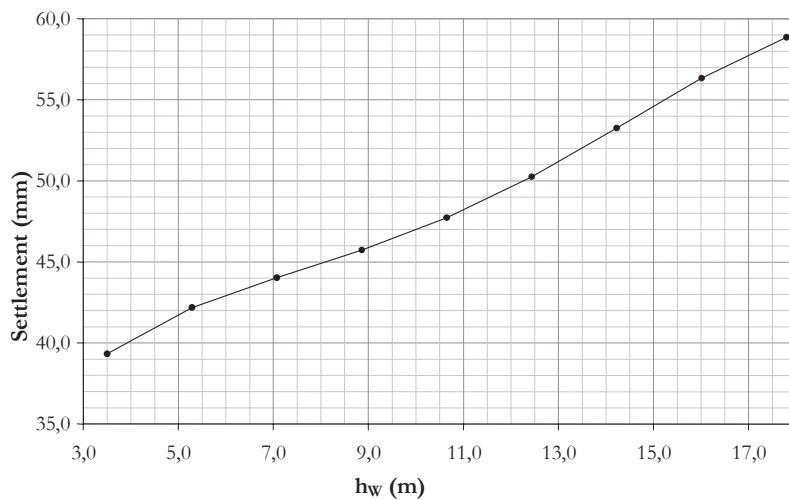


Figure 3 – Sensitivity analysis of neural network analysis – settlement vs depth below the water table (Santos and Celestino, 2008)

2.1. Building Damage

Building damage induced by tunnel excavation has always been a major point of concern in urban underground works because of technical, economic and even social aspects involved.

Technical evaluation of damage depends on many variables, several of which are not readily attained. However, for the sake of planning purposes, simple criteria based on angular distortion seem to fit well the data available.

Borcadian and Cording (1989) proposed an empirical model which relates the degree of damage to both angular distortion and horizontal strain. A simplification can be introduced by relating horizontal strain to angular distortion (Branco *et.al.* 1990). Using that simplification, Celestino and Ferreira (1996) developed a model relating building damage to ground type, volume of settlement trough and tunnel depth. Model predictions were compared to actual damage caused by 13 tunnels excavated for the São Paulo Subway. The cost of building repair was also compiled. Typical results are shown in Figure 4, relating average building repair cost per meter of tunnel length as a function of tunnel depth Z , tunnel diameter $2R$ and specific settlement volume $v_s = V_s/V_T$ (%), where V_T is the tunnel excavation volume and V_s is the settlement trough volume.

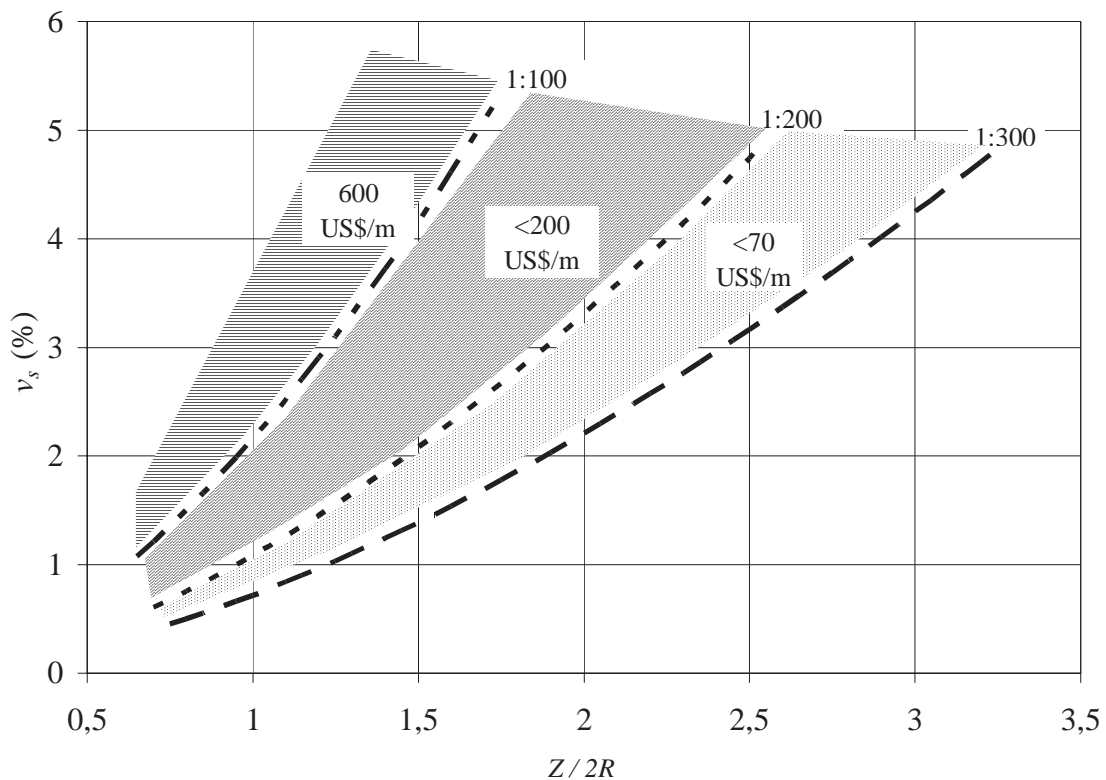


Figure 4 – Building damage repair cost estimate (Celestino & Ferreira, 1996)

Some discrepancies were found when comparing actual building damage to results given by the model. It happened mainly for shallower tunnels, for which the settlement trough has a plug-type shape, difficult to fit a Gaussian curve. The need to find another type of curve to fit settlement troughs was evident.

2.2. Gaussian and Yield Density Trough Adjustments

Since Schmidt's (1) and Peck's (2) early works, settlement troughs have most frequently been approximated by Gaussian curves. However, this leads to large discrepancies in some cases. Branco *et al.* (1990), for instance, show that correlation coefficients for Gaussian curve fittings to settlement data from 51 different locations are lower than 0.9 in 41% of the cases, (Figure 5). In many cases with good correlation coefficients, average deviations are too high.

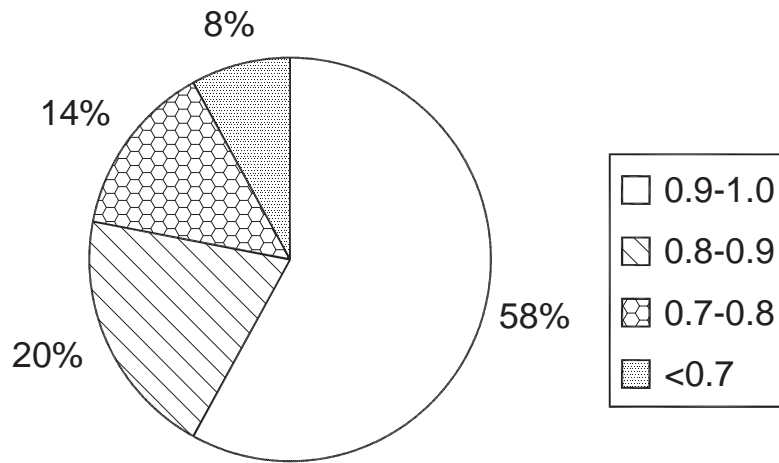


Figure 5 – Correlation coefficients of Gaussian curve fittings to settlement trough data (Branco *et al.*, 1990)

By trying curve fitting adjustments of settlement trough data to a large number of curve types, Celestino and Ruiz (1998) found better results with yield-density type curves. Settlement is expressed by three-parameter curves:

$$S(x) = \frac{S_{\max}}{1 + \left(\frac{|x|}{a}\right)^b}$$

$$\gamma_{\max} = \frac{S_{\max} b B^{b-1}}{a(1 + B^b)^2}$$

where S_{max} (maximum settlement), a (length dimension) and b (dimensionless) are the three curve parameters, and x is the distance to the tunnel center line. Maximum ground distortion γ_{max} is given by:

Where

$$B = \left(\frac{b-1}{b+1} \right)^{\frac{1}{b}}$$

Maximum distortion γ_{max} occurs at trough width $x = \pm i$, where $i = aB$

$$V_s = \frac{2\pi a S_{max}}{b \sin\left(\frac{\pi}{b}\right)}$$

Settlement volume V_S is given by:

This fact has practical implications that go beyond academic interest for curve fitting. Since settlements are only measured at discrete points, ground distortions are evaluated, first by fitting a curve to data points, and then taking the maximum slope of the adjusted curve. If the selected type of curve does not fit the data points well, significant errors may affect ground distortion evaluation, and therefore, building damage assessment and the degree of ground mass strength mobilization. This is more frequent for shallow tunnels and discrepancies in distortions as high as 200% have been found.

Parameter a is directly connected to the trough width, whereas parameter b influences the shape of the curve, as shown in Figure 6. The flexibility of these curves to represent plug-type settlement with high distortions, typical of very shallow tunnels, is quite evident.

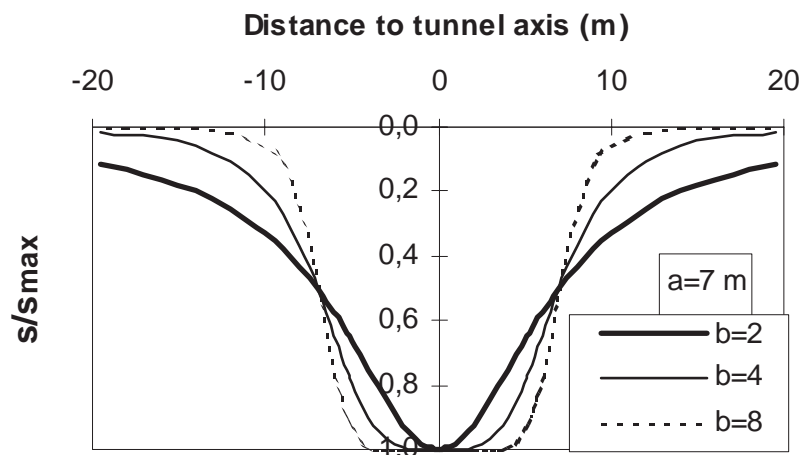


Figure 6 – Influence of parameter b on the shape of the curves (Celestino *et al.*, 2000)

Settlement data from the Brasilia Subway (porous soft clay), São Paulo Subway (stiff clay and organic soft clay) and Heathrow Express Trial Tunnel (stiff clay) are analyzed in this section. All these tunnels were constructed according to NATM principles.

Tunnels for the Brasilia Subway had cross section with approximately 70m² and overburden varying between 4 and 15m. Design and excavation performance have been presented by Negro and Kochen (1996). Ruiz (1997) analyzed settlement data of a 3.1-km long section mainly excavated through a fine grained porous soft clay with laterite and quartz fragments, SPT blow count ranging from 1 to 6, above the water table. Settlements analyzed by Celestino and Ruiz (1998) include 45 instrumented sections, above and below the water table, with behavior determined by the porous clay layer.

Data from two distinct sections of the São Paulo Subway North Extension were also analyzed. The first one consists of a double-track tunnel (75m²) excavated through stiff clay (SPT ranging from 10 to 30) from the São Paulo Sedimentary Basin. Overburden ranges from 9 to 25m. Celestino *et al.* (7) presented design details and settlement data for this section. The second is a single-track tunnel with 30m² cross section and 13m overburden excavated through organic soft clay, SPT ranging from 0 to 2. Settlement data were taken from Celestino *et al.* (8).

The Heathrow Express Trial Tunnel was excavated through London Clay, with 59m² cross section and 21m overburden. Settlement troughs determined from 12 instruments were presented by New and Bowers (9).

Figure 7 shows a histogram of the ratio γ_{y-d}/γ_g between ground distortions obtained with yield-density type curves and Gaussian curves. The ability to fit the data points results in higher distortions obtained when using yield-density type curves. Discrepancies found in this analysis are enough to explain discrepancies between prediction of no damage to buildings, and the real occurrence of damage, when using Gaussian curves.

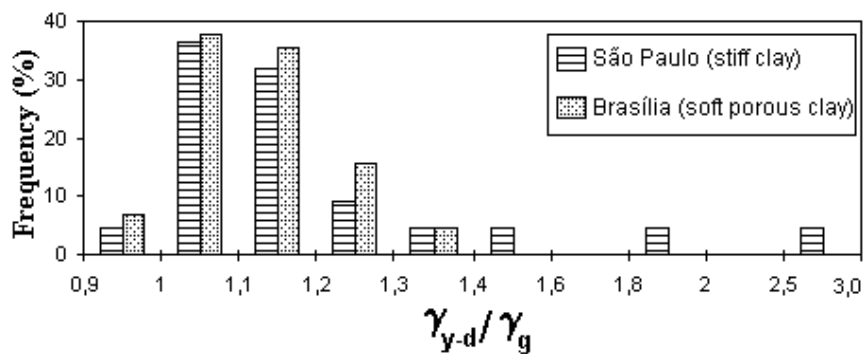


Figure 7 – Histogram of the ratio between ground distortions obtained with yield density and Gaussian curves. (Celestino and Ruiz, 1998)

A better picture of the differences between the quality of fitting with the two types of curve is shown in figure 8. Curve fitting to settlement data from the Heathrow Experimental Tunnel (New and Bowers, 9) with Gaussian and yield-density type curves

are shown. Correlation coefficients and maximum distortions are: 1.00 and 1:460 (yield-density); 0.99 and 1:706 (Gaussian) respectively.

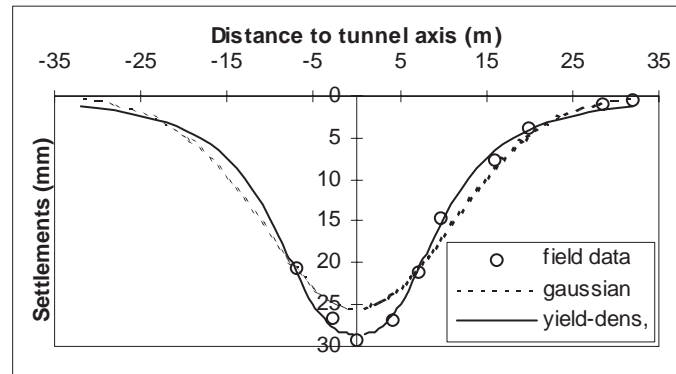


Figure 8 – Gaussian and Yield-density curve fitting to Heathrow Experimental Tunnel settlement data (Celestino and Ruiz, 1998)

Distortions calculated from deep settlement devices may be useful for the evaluation of the degree of ground mass strength mobilization and excavation stability assessment. According to Sakurai *et al.* (1993), materials fail when a critical shear strain is reached. The comparison of the calculated distortion with the critical shear strain is a useful procedure for safety evaluation. Celestino *et al.* (2000) successfully back-analyzed the failure of a 1.5m³ block from the roof of a 6-m diameter tunnel excavated through fissured clay by fitting yield-density curves to deep settlement readings. Instrumentation distortion was in good agreement with the material critical distortion.

3. FACE STABILITY

The assessment of excavation face stability is a subject which still requires improvement for the state of practice. Most analytical solutions based on limit analysis principles have been proposed in the last two or three decades. Many of them yield results which should be applied with caution due to limitations of simplifying assumptions related to geometry, type of load, homogeneity of the ground mass, etc. Numerical methods have a great potential for application in this field. However the prediction of collapse loads is not a straightforward application for most numerical tools available.

Limit analyses are appropriate for that, but if not properly formulated, the numerical models may become not practical to use.

Physical model test results are very useful not only to provide results to be directly used for design, but perhaps more important, to be used as benchmarks for analytical and numerical models. These have evolved from a model ground mass loaded at the surface and confined to a cylinder with a hole in the wall (Broms and Bennermark, 1967), to

real three-dimensional. Models with face and supported excavation length, loaded at the surface (Casarin, 1977), to real three-dimensional models subjected to body forces in centrifuge tests (Mair, 1979) have been tested.

Simplifying assumptions of analytical limit analysis models may compromise the quality of the solutions because of:

- Geometry: true 3-D geometry is difficult to take into consideration, and idealized forms of the problem have been considered. Mühlhaus (1985), for instance, represents ground mass around the excavation heading (face and unsupported length) by the region bounded by two spherical surfaces. Durand *et al.* (2005) compared Mühlhaus' solutions with a numerical limit analysis model considering cubic (more realistic) instead of spherical surfaces. Although the result was good for the set of parameters adopted, larger discrepancies may be found with other parameters.
- Load: body forces due to gravity are in most cases replaced by an equivalent vertical surcharge σ_s at the ground surface. This assumption is based on the widely adopted idea that the stability for undrained soil conditions is a function of the stability ratio N given by:

$$N = \frac{\sigma_s - \sigma_T + \gamma(C + D/2)}{C_u}$$

Where σ_T is the internal pressure at the heading, γ is the unit weight of the ground mass, C is the cover, D is the tunnel diameter and C_u is the undrained shear strength of the ground mass. For the stability ratio N , contributions, from gravity load or surface surcharge are equivalent. However, Angarde *et al.* (2003) showed that surface and gravity loads are not equivalent for stability of deeper tunnels. Even more important than that, loads are sometimes taken with direction different from the real one. For instance, Davis *et al.* (1980) assume an axi-symmetric stress field around the heading to simulate gravity. In addition, important loads are neglected like body forces due to seepage forces.

- Heterogeneities: real heterogeneous ground mass conditions are not represented by analytical models.
- Volume strain behavior: practically all limit analysis models, analytical or numerical, consider rigid plastic behavior with no volume change. Many tunnels have been excavated through ground masses presenting important volume strains during construction. The collapse mechanisms modeled for no volume change may be drastically different from reality.
- Tunnel cross section shape: analytical models consider only circular shape.

The limitations listed above result in discrepancies with real results. Some of the collapses reported by Ribeiro (1999) occurred in spite of stability verifications with analytical models.

Many comparisons with model tests have also been presented (e.g. Guimarães, 1997), one of which is shown in Figure 9. Mühlhaus' (1985) extended solution presented by Heinz (1988) is compared to model tests results obtained with centrifuge (Mair, 1979) and surface loading (Casarin, 1977) and in some cases it is debatable whether or not solutions are safe.

By using numerical models, most of the limitations discussed above can be eliminated. Augarde *et al.* (2003) obtained results considering strength heterogeneity. Carrion (2004) analyzed in three dimensions the stability of a horse-shoe shaped tunnel with unsupported length equal to its half width. Results of the vertical strain rate is shown in Figure 10. He also incorporated non-deterministic procedures to his model, obtaining failure probability.

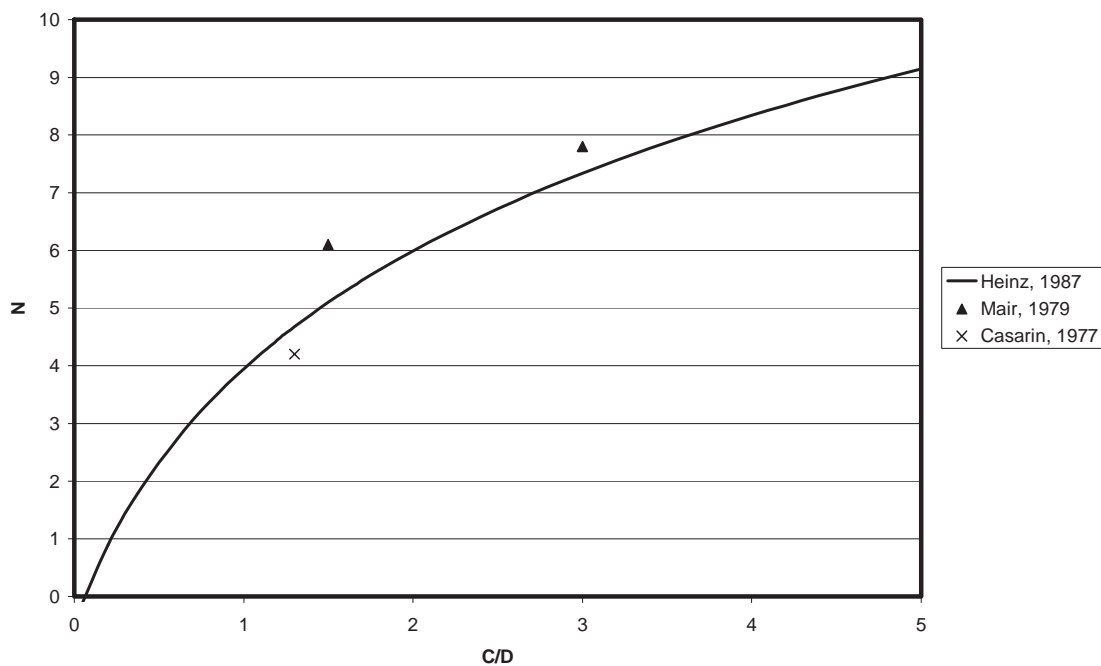


Figure 9 – Comparison of model tests and Heinz's (1987) solution (modified from Guimarães, 1997).

A simple and straightforward procedure for face stability evaluation is the use of the strength reduction factor technique. Schubert and Schweiger (2004) used the technique for 3D evaluation of face stability. The technique requires validation with test results in different conditions.

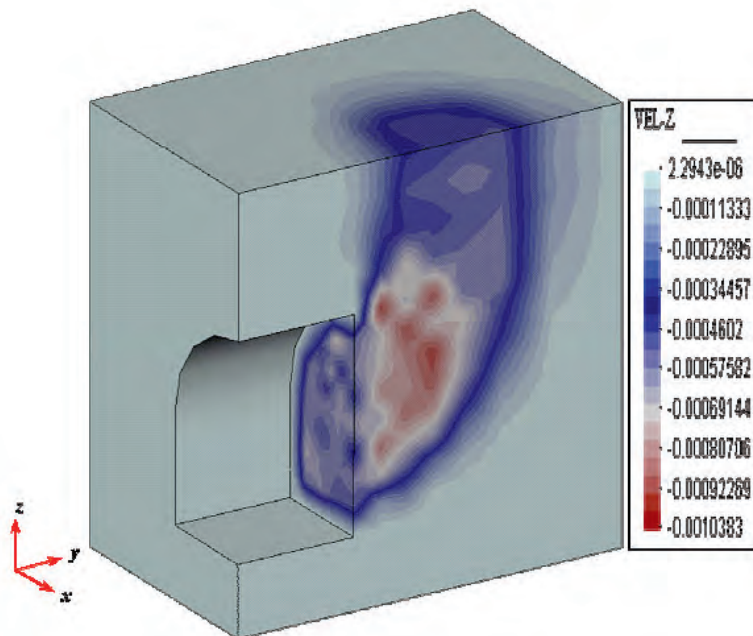


Figure 10 – Vertical strain rates at tunnel face (Carrion, 2004)

4. SUPPORT STRUCTURE SAFETY

In weak formations, loads on support structures are far more uniform and a priori predictable than in hard rock masses with behavior controlled by discontinuities. Sometimes fissures in stiff clays introduce block instability mechanisms similar to hard rock, but that phenomenon may raise concerns related to excavation stability, almost never to the type of load acting on the support structure.

In view of those considerations, the design of the concrete arch for the temporary and permanent support may follow standard procedures regularly adopted for concrete structures.

Many arguments have been raised about the reasons why bending moments may be low, provided the structure is not too stiff. First, due to a second order effect, ovalization of the arch leads to changes of the external load from the ground mass. These variations tend to decrease bending moments. Another reason is connected to the peculiar rheological behavior of shotcrete. Regions of the shotcrete structure which were stressed to higher levels at early age tend to become more deformable at later ages.

Golser *et al.* (1989) measured bending moments by means of strain gauges installed at the inner and outer fibers of a tunnel arch. By evaluating stresses from strain readings, based on the adequate shotcrete rheological model, they showed that bending moments were maximum at 5-day age, and decreased afterwards.

Evidence of changes in the long-term deformability of shotcrete due to the loading history at early age was also reported by Ferreira (2003).

Deformability was measured since early age by increasing the load on shotcrete structural models sprayed on different types of ground masses. When sprayed on porous clay, water from shotcrete was transferred to the soil by suction. The region in contact with the soil suffered severe shrinkage at early age. Its long-term deformability was therefore decreased, when compared to the region in contact with air, where shrinkage was less severe. These results are shown in Figure 11.

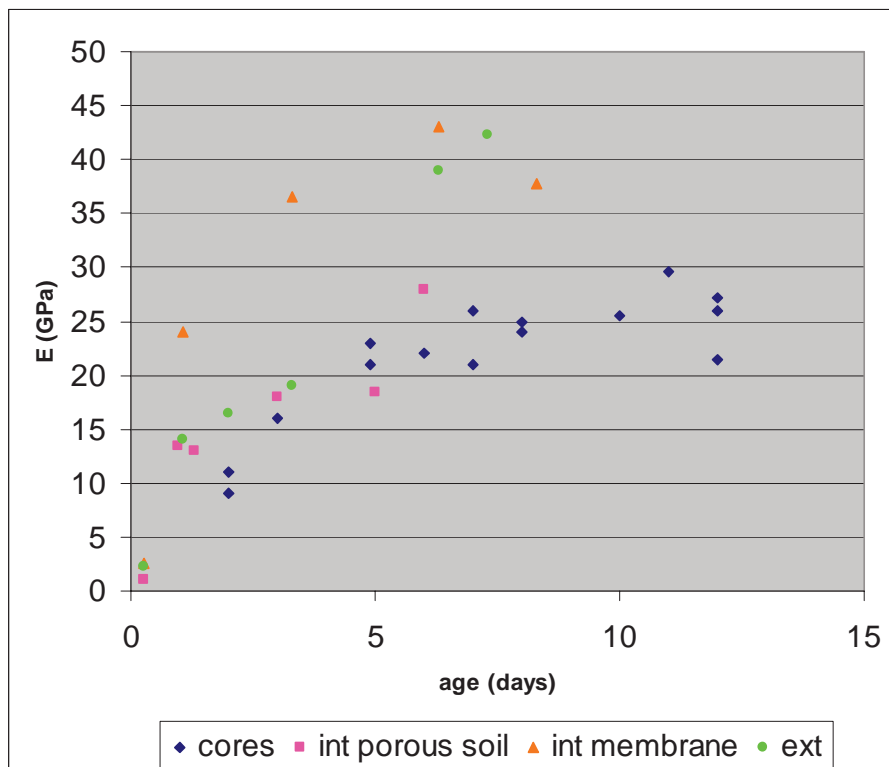


Figure 11 – increase of shotcrete long-term deformability due to shrinkage at early age (Ferreira, 2003)

Design of the temporary support shotcrete arch interaction using moment-thrust interaction diagrams (e.g. Hoek, 2003; Sauer *et al.*, 1994; Domingues, 1985) is usual. Bending moments are usually small through the cross section, except at the region of the top heading wall-invert connection as shown in Figure 12.

As shown in Figure13, moment-thrust combinations for most of the regions of the arch

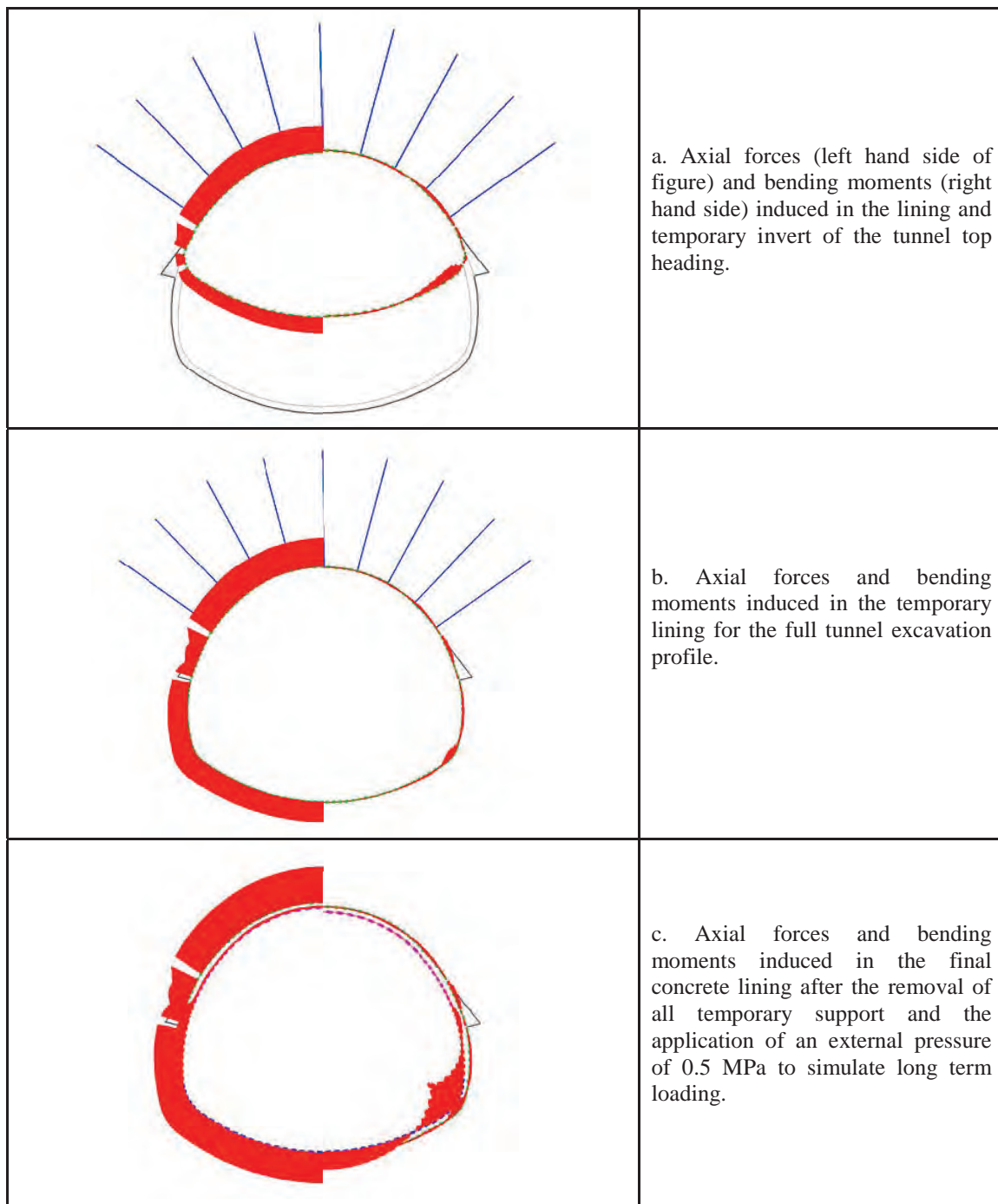


Figure 12 – Axial forces and bending moments induced in support structures for different stages (Hoek, 2003).

fall well within the curve corresponding to cracking of the shotcrete. For the regions corresponding to the connections between walls and inverts, moments are higher. Hoek (2003) advocates that the use of thicker shotcrete at these regions for the so-called “elephant-feet” safely accommodates the higher moments.

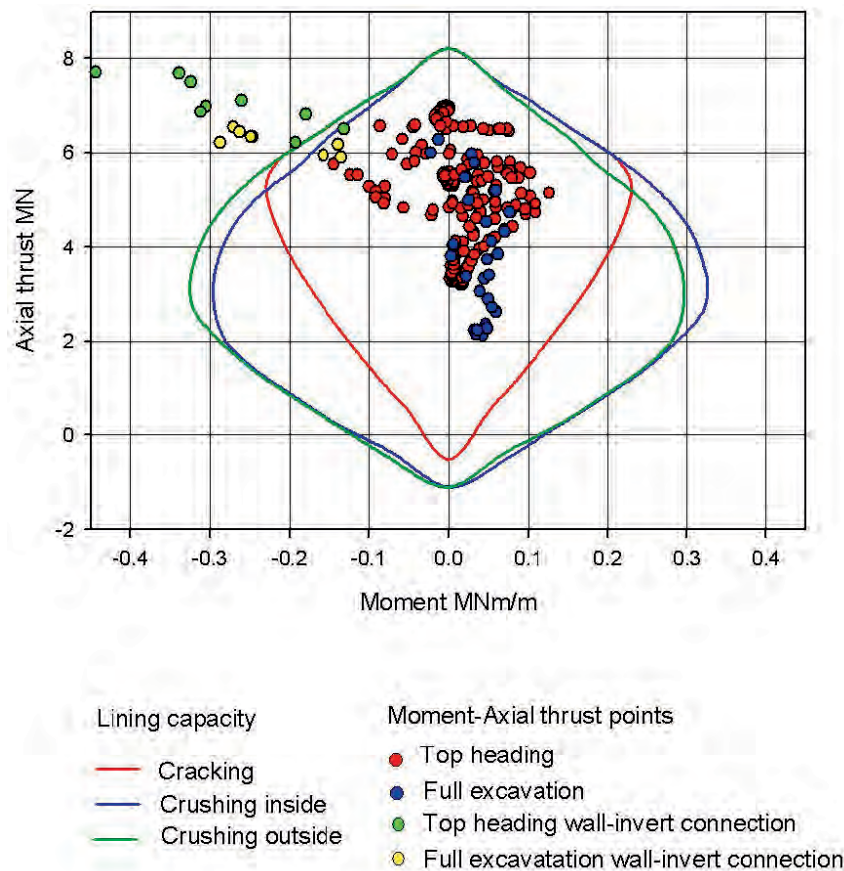


Figure 13 – Moment-thrust combinations for temporary support (Hoek, 2003)

When the stand-up-time of the ground mass permits, bending moments in the wall-invert connections can be almost eliminated by creating hinges in the connection. In the example reported by Domingues (1985) thin plastic sheets were placed on the wall before spraying shotcrete for the temporary invert, almost eliminating the adhesion and decreasing the capacity to transmit bending moments. Shear strength was guaranteed by the roughness of the surfaces. Removal of the temporary invert was much easier during construction after this measure was adopted.

Differences in concept for the final lining design are more important. Due to considerations related to long-term safety, some agencies adopt as a design criterion that the structural contribution from the temporary support should be completely disregarded when designing the final lining. Consideration of degradation of both the primary support and ground mass strength parameters and full water pressure lead to economic design. Example of such considerations is shown in Figure 14 with regions of both short and long term combinations of moment and thrust, and support capacity curves. Pöttler and Klapperich (2001) report 10-15% savings in projects in Germany due to considerations of single shell concept for design. Even further savings could be reached, according to them if different design philosophies were adopted.

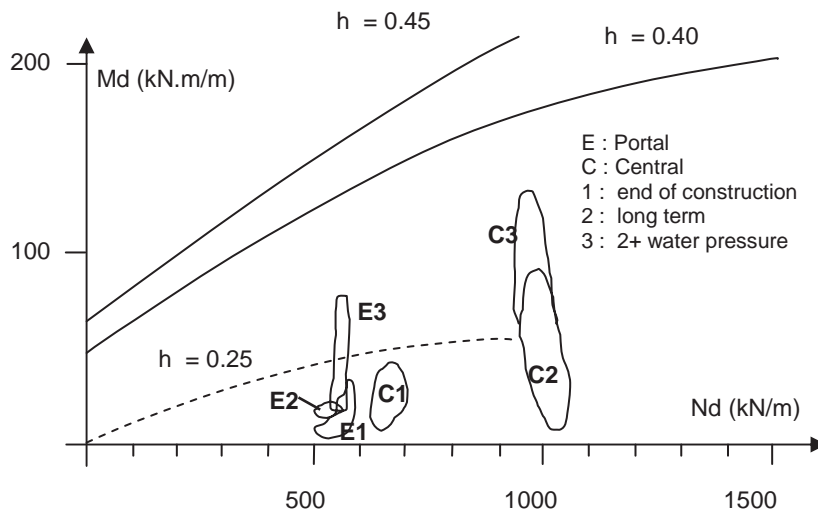


Figure 14 – Short and long term combinations of moment and thrust and support capacity curves (Domingues, 1985)

Franzén and Celestino (2002) compared the single shell projects reported by Pöttler and Klapperich (2001) with other single shell projects constructed for the São Paulo Subway. For similar conditions of groundwater pressure and geology, the total shotcrete thickness reported by Pöttler and Klapperich (2001) ranged from 25 to 55cm, whereas those reported by Franzén and Celestino (2002) ranged from 20 to 25cm. Many of those single shell projects are reported by Celestino *et al.* (2007) in a compilation on the use of shotcrete for final lining.

The concepts described above can be treated with non-deterministic procedures, and failure probability can be evaluated. Celestino *et al.* (2006) analyzed the safety of an unfinished shallow tunnel underneath a railway by assessing the failure probabilities of two identified possible mechanisms. One of the mechanisms was related to failure of the temporary shotcrete arch. Statistical distributions of shotcrete thickness and strength were obtained from cores taken from the arch. Moment-thrust diagrams were randomly generated according to the thickness and strength variations and compared the combinations of internal forces obtained from a 3-D finite element analysis. Probability of occurrence of different support capacity moment-thrust diagrams was assessed, which permitted the evaluation of the probability of failure of 1:32800. Typical result is shown in Figure 15.

5. FINAL REMARKS

Peculiarities about the behavior and the most common problems related to tunneling in weak formations using sequential excavation methods were presented. The most

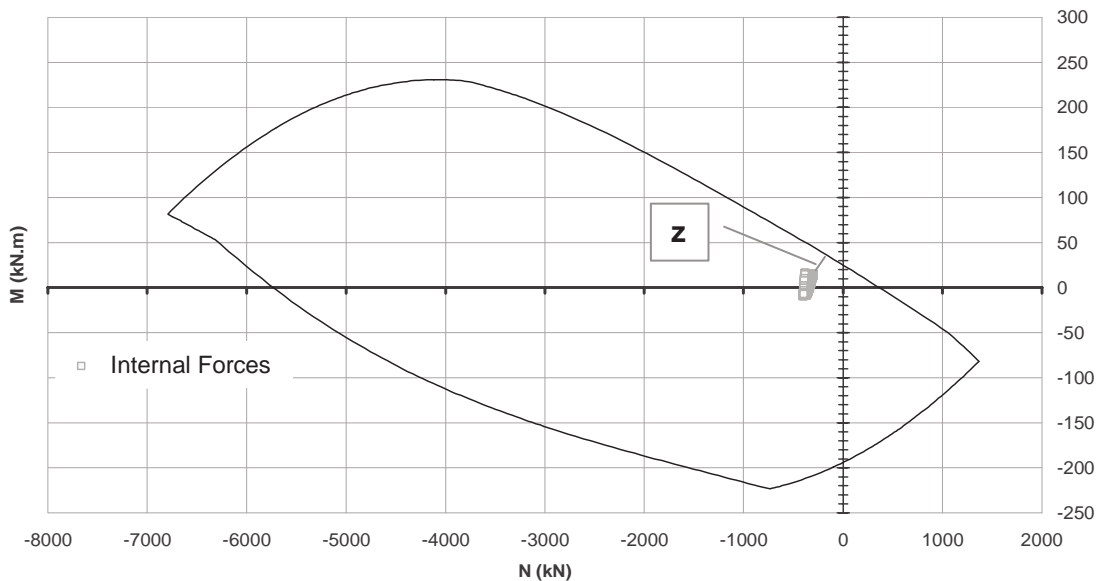


Figure 15 – Probabilistic moment-thrust interaction diagram (Celestino *et al.*, 2006)

common and appropriate techniques of dealing with such problems have also been described, as well as their limitations.

References

1. Almeida e Sousa, J.N.V. (1998). Tunnels in soft ground-behavior and numerical modeling. Dr. S. Thesis, University of Coimbra.
2. Assis, A.; Branco, S.; Teixeira, A. (1997). Settlement subsidence prediction of shallow tunnels in collapsible porous soils. *Word Tunnel Congress'97*, Vienna, Austria, Vol.1, pp. 185-190.
3. Augarde, C.E., Lyamin, A.V., and Sloan, S.W. (2003). “Stability of an undrained plane strain heading revisited” *Computer and Geotechnics*, 30, 419-430.
4. Azevedo, R.F.; Parreira, A.B. and Zornberg, J.G. (2002) Numerical analysis of a tunnel in residual soils. *J. Geot & Geom. Eng.*, 128, 3, 227-236.
5. Boscardin, M.D. & Cording, E.J. (1989). “Building response to excavation-induced settlement”, *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 115 (1), 1-21.
6. Branco, P.; Negro, A.; Coutinho, P.T. (2000). Surface Settlements, Tunnel Construction Quality and Building Damage (in Portuguese). *Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo*, ABGE, pp. 239-247, Rio de Janeiro.
7. Broms, B.B. and Benmermark, H. (1967) Stability of clay at vertical openings. *Journal of the Soil Mech. And Foundations Division*, ASCE.

8. Carrion, M.A.P. (2004). Deterministic and Non-Deterministic Three-Dimensional Limit Analysis, M. Eng. Dissertatiom, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
9. Casarin, C. (1997). Soil deformations around tunnel headings in clay. Cambridge, Inglaterra. Dissertação (Mestrado), University of Cambridge.
10. Celestino, T.B., Rocha, H.C. and Nunes, N.L. (2007) Shotcrete in Brazil, *Tunnels & Tunnelling International*, May 2007, pp. 35-37.
11. Celestino, T.B.; Aoki, N.; Silva, R.M.; Gomes, R.A.M.P. and Ferreira, D.A. (2006) Evaluation of tunnel support structure reliability
12. Celestino, T.B., Alvarez, A.A., Re, G. (2000). Shallow tunnel excavation safety evaluation based on ground distortion measurements. *Word Tunnel Congress*, ITA, p.79 – 83.
13. Celestino, T.B., Gomes, R.A.M., and Bortolucci, A.A. (1999). Errors in ground distortions due to settlement trough adjustment. *Tunneling and Underground Space Technology* 15,1, 97-100.
14. Celestino, T.B. & Ruiz, A.P.T. (1998) “Shape of settlement troughs due to tunneling through different types of soft ground”, *Felsbau*, :16(12), 118-121.
15. Celestino, T.B.; Ferreira, A.A. (1996). Building Damage Associated to Recent Tunnels Excavated for the São Paulo Subway. *North American Tunneling*, ITA, Vol. 1, pp. 81-88, Washington.
16. Celestino, T.B.; Domingues. L.C.; Mitsuse, C.T.; Hori; K.; Ferrari, O.A. (1985). Settlements due to the Construction by NATM of a Large Dimension Shallow Urban Tunnel (In Portuguese). *2^o Simpósio sobre Escavações Subterrâneas*, ABGE, vol. 1, pp 325-347, Rio de Janeiro.
17. Celestino, T.B.; Mitsuse, C.T.; Casarin, C.; Fujimura, F.(1982). NATM in Soft Soil for the São Paulo Subway, *IV Shotcrete for Underground Support*, Engineering Foundation pp. 21-36, Paipa.
18. Domingues L.C.S. (1985). Mathematical models used for the design of TVD-PRN. (In Portuguese). Proc. 2nd. Simp. Escav. Subterrâneas, ABGE, Vol. 1, pp. 170-179, Rio de Janeiro.
19. Ferreira, D.A. (2003). Ground Mass Interaction of Shotcrete Structural Models Subjected to Electric Gradients for Tunnel Support (in Portuguese). Ph.D. Thesis, University of São Paulo, São Carlos.
20. Golser, J., Schubert, P. & Rabensteiner, K. (1989). A new concept for evaluation of loading in shotcrete linings. In *Proc. Int. Cong. on Progress and Innovation in Tunnelling*, Toronto, pp.79-85.
21. Franzén, T. and Celestino, T.B. (2002) Lining of tunnels under groundwater pressure, Word Tunnel Congress, Sydney. ITA.
22. Guimarães, J.D. (1997) *Tunnel Face Stability*, M. Eng. Dissertation, University of São Paulo
23. Heinz Jr., H.K (1988) Large Cross Section Tunnels in Soft Ground, Ph.D. Thesis University of Alberta.
24. Lade, P.V. (1977). Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 13, pp. 1019-1035.

25. Lade, P.V. (1979). Stress-strain theory for normally consolidated clay. *Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Aachen, Vol. 4, pp. 1325-1337.
26. Leysmer, J. (1970) "Limit analysis of plane problems in soil mechanics". *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, 96, 1311-34.
27. Mair, R.J. (1979). Centrifugal modeling of tunnel construction in soft clay. Cambridge, Dissertação (Doutorado), University of Cambridge.
28. Marques, F.E.R. (2006). Behavior of shallow tunnels excavated through porous soils – case history of Brasília Metro (in Portuguese). Dr. Eng. Thesis, University of Coimbra, 462p.
29. Mühlhaus, H.B. (1985). Lower bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 18.
30. Negro, A.; Kochen, R. (1996). Shotcrete Lined Tunnels Built in Soft Porous Clay. *North American Tunneling*, ITA, pp. 389-393, Washington.
31. New, B.M.; Bawers, K.H.(1994). Ground Movement Model Validation at the Heathrow Express Trial Tunnel. *Tunnelling'94*, Institution of Mining and Metallurgy, pp. 301-329, London.
32. Oliveira, P.J. da V. (2000). Embankments on soft soil – numerical modeling (in Portuguese). Dr. S. Thesis, University of Coimbra.
33. Peck, R.B. (1969). Deep Excavations in Soft Ground. *VII Int. Conf. On Soil Mech. Fdn. Eng.*, ISSMFE, State of the Art Volume, pp. 225-290, Mexico City.
34. Pöttler, R. and Klapperich, H. (2001) Single-shell permanent lining: reflections from the structural point of view, *Proc. Shotcrete for Underground Support VIII*, ASCE, pp. 57-66.
35. Ribeiro, F. (1999) *Safety, Failure and Collapse of Urban NATM Tunnels* (in Portuguese), M. Eng. Dissertation, University of São Paulo.
36. Ruiz, A.P.T. (1997). *Analysis of Shallow Tunnels in Porous Soils – Mechanisms of Settlement Formation* (in Portuguese). M.Sc. Dissertation, EESC, University of São Paulo, São Carlos.
37. Schmidt, B.(1969). *Settlements and Ground Movements Associated with Tunneling in Soil*. Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana.
38. Schubert, P.A. and Schweiger, H.F. (2004) Zur Standsicherheit der Ortsbrust in Lockerböden, *Proc.Eurock 2004*, pp. 99-104.

BERGSTABILITET VID BYGGANDET AV NYA MALMSILOR ÅT LKAB, KIRUNA

Rock stability at the construction of new ore storage silos for LKAB, Kiruna, Sweden

Yanting Chang, WSP Sverige AB

Jessica Öhr Hellman, WSP Sverige AB

Sammanfattning

Detta föredrag beskriver utförda utredningen med avseende på bergstabiliteten vid byggandet av nya malmsilor, som är en del av utfraktskonstruktioner av LKAB:s nya pelletsverk. Enligt den ursprungliga utformningen skulle berget schaktas ned ända till bandgångstunneln och silorna grundläggas på tunnelbotten. WSP fick uppdraget att utreda en ny utformning, där silorna grundläggs på en schaktbotten med en bergtäckning på ca 10-13 m ovan bandgångstunneln. Detta alternativ innebär en besparing på 20-30 miljoner och att byggtiden förkortas med ca 3-4 månader. Inom uppdraget har en genomförbarhetsanalys, löpande bergkarteringar och deformationsmätningar utförts. Berget inom området huvudsakligen består av syenit som har varit utsatt för hydrotermalisk omvandling av varierande grad. Ett flertal lerzoner med tjocklekar på 10 -30 cm har karterats. I området med lerzoner har betongbågar konstruerats för att undvika risker för ackumulerade plastiska deformationer vid cykliska belastningar från silorna. Anläggningen kommer enligt den preliminära planeringen att testas mellan april och maj 2008 och uppmätta deformationer kommer då att följas upp.

Summary

This article describes an investigation assignment regarding rock stability for new ore storage silos which are founded upon a transport tunnel. This construction is part of LKAB's new pellets productions complex. According to the original design, an open shaft would be excavated down to the tunnel and the foundation of the silos will be laid on the tunnel bottom. In order to cut the construction costs, WSP was assigned to investigate the feasibility of a new layout, where the silos are to be founded on the rock surface with a distance of 10-13 m to the roof of the transport tunnel. This new alternative will cut the construction costs with approximately 20-30 millions SEK and shorten the construction time with 3-4 months. The assignment includes a feasibility study, geological mapping and deformation measurements. The rock type is mainly syenite which has been hydro- thermally transformed in various degrees. Several clay zones of 10-30 cm width were mapped, where concrete arches were constructed in order to avoid risks for accumulated plastic deformations under cyclical loading from the silos. The silo construction is planned to be tested in April or May 2008 and the deformations will then be monitored.

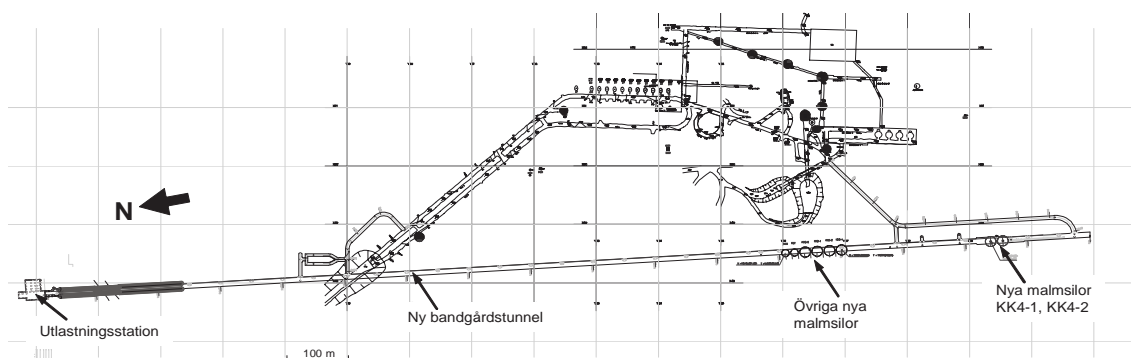
Inledning

För byggnation av LKAB:s nya pelletsverk byggs en bangårdstunnel med 8 st malmsilor som en del av utfraktskonstruktioner (figur 1). Enligt den ursprungliga utformningen skulle berget schaktas ned ända till bandgångstunneln och silorna med tillhörande konstruktioner grundläggas på tunnelbotten (figur 2). WSP fick uppdraget av byggentreprenören NCC Construction Sverige AB att utreda en ny utformning, där en bergtäckning lämnas kvar ovan bandgångstunneln och silorna grundläggs på schaktbotten istället (figur 3). För varje silo borras ett hål med ϕ 2,7m i berget för nedlastning av gods. Detta alternativ innebär en besparing på 20-30 miljoner och att byggtiden förkortas med ca 3-4 månader.

Huvudfrågeställningen beträffande genomförbarheten är stabiliteten av bergtäckningen mellan silobotten och taket av bangårdstunneln. De styrande parametrarna är lastens storlek på schaktbotten och bergets kvalitet. Malmpelletsen i silorna har en densitet på $2,5 \text{ ton/m}^3$, vilket resulterar i en last på ca 10 000 ton per silo på siloschaktbotten. Berget inom området huvudsakligen består av syenit som har varit utsatt för hydrotermalisk omvandling av varierande grad. Bergmassan som karterades kan beskrivas som blockig och uppsprucken med RMR-värden mellan 30-35. Ett flertal lerzoner med tjocklekar på 10-30 cm har karterats.

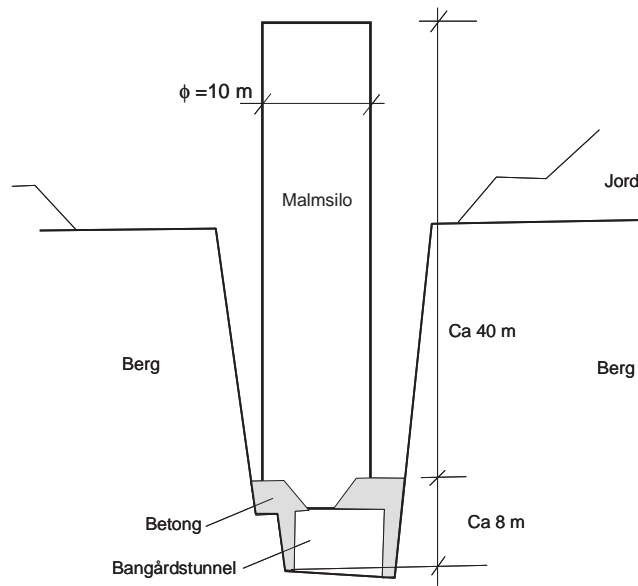
Uppdraget

I WSP:s uppdrag ingår genomförbarhetsanalys, projektering av bergförstärkning och uppföljning i form av löpande bergkartering samt deformationsmätning. Numeriska beräkningarna har utförts och visar stabila förhållanden. Men ackumulerade plastiska deformationer kan förekomma vid cyklisk fyllning av silorna med malmgods. Därför har extra bergförstärkning i form av betongbågar konstruerats vid platser där bergmassan är uppsprucken. Enligt preliminära planen kommer anläggningen att testas mellan april och maj 2008. Uppmätta deformationer kommer då att följas upp.



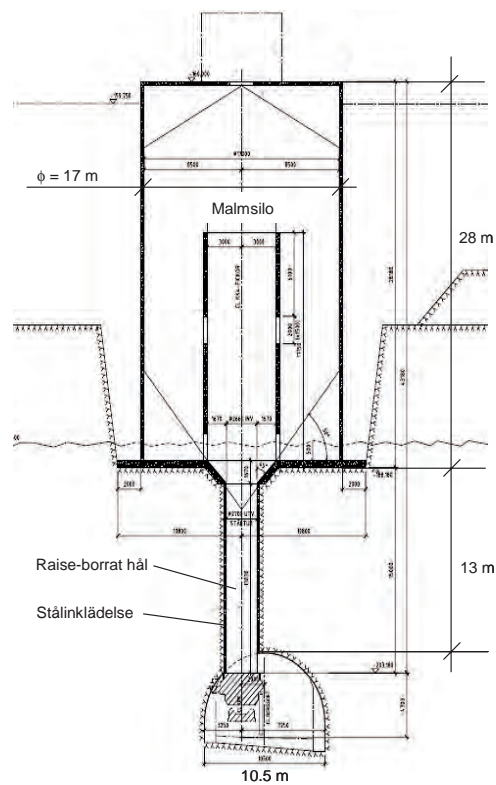
Figur 1: Layout för hela bandgårdstunneln och silor

Figure 1: Layout of transport tunnel and silo complex



Figur 2: Ursprungligen projekterad silouppbyggnad

Figure 2: Originally design of the silo construction



Figur 3: Ny utformning av silouppbyggnad

Figure 3: New layout of the silo construction

Geologiska förhållanden

Kirunas malmkropp stryker ungefär N-S och stupar ca 60° mot öst. Hängväggen består av kvartsporfyr och liggväggen av syenitporfyr. Både bergarterna är av vulkaniskt ursprung och har varit utsatta för sekundär omvandling och tektonisk deformation. Planerade läget för LKAB:s nya bangårdstunnel och silor befinner sig i syenitporfyr (dvs liggväggen).

Platsbesök och bergkartering har utförts vid flera tillfällen under byggtiden. Det första platsbesöket gjordes i bangårdstunneln innan den passerade KK4. Ett antal bergprover togs under besöket och dessa indikerar att huvudbergarten är syenit som har varit utsatt för hydrotermalisk omvandling av varierande grad. Generellt bedöms det intakta berget ha en hög tryckhållfasthet uppskattningsvis mellan 100-250 MPa. Bergmassan som karterades kan beskrivas som blockig där sprickavståndet varierar mellan ca 50 mm till 0,5 m. Karteringen visar att ett huvudspricksystem stryker ca 180° och stupar 40 - 60° och ett annat ca 90° med flack stupning runt 15 -30°. Resultat från karteringen indikerade att ett flertal sprickor är täckta med en beläggning av klorit, som är ett mineral med relativt låg skjuvhållfasthet.

Vid karteringarna identifierades också ett antal kraftiga sprickor eller svaghetszoner som består av uppkrossat berg och även lera. Dessa zoner var generellt medel- till brantstupande och hade en tjocklek mellan ca 100 och 300 mm (figur 4). Vid KK4 karterades två lerzoner med kraftigt omvandlade fyllningsmaterial (figur 5). Dessa lerzoner verifierades i karteringar i schaktbotten och i de två raise-borrade hålen vid KK4. Leran i sprickorna visade sig, efter provning, dock inte vara svällande.

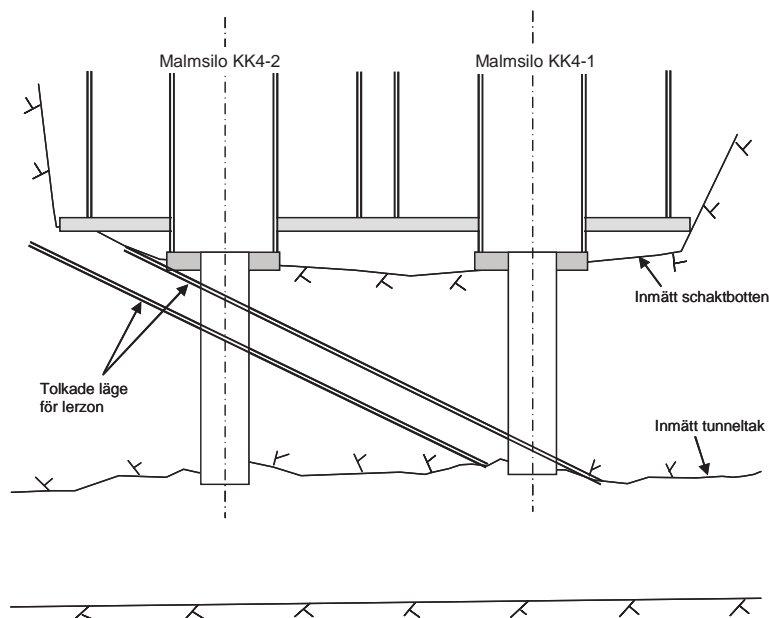
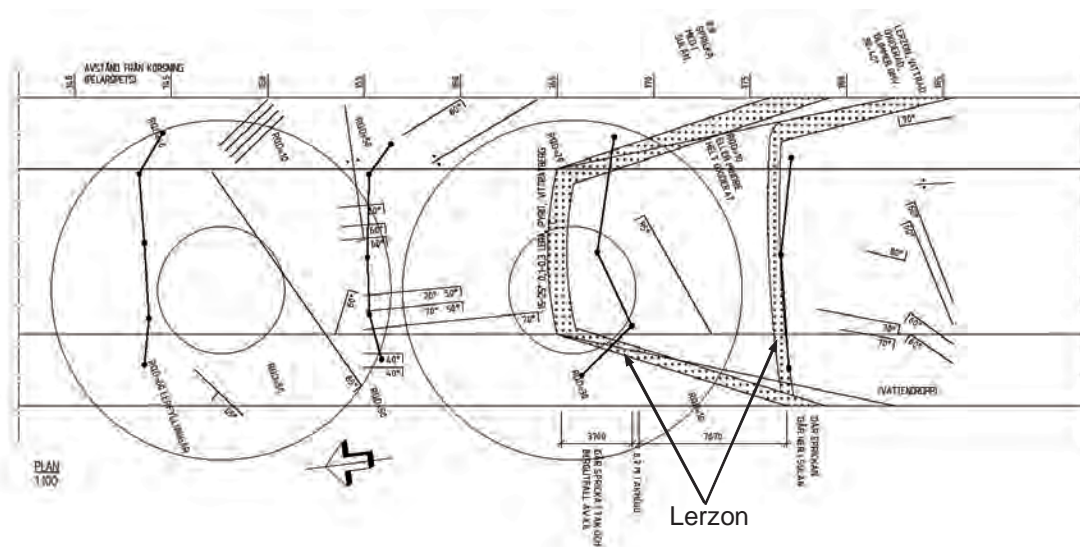


a) Lerzon i bangårdstunneln vid KK4

b) Fyllning i lerzonen

Figur 4: Observerad lerzon och fyllningsmaterial från platsbesöket

Figure 4: Observed clay zone and filling material from site visit



Figur 5: Karterade lerzoner vid KK4

Figure 5: Observed clay zones at KK4

Bergets kvalitet har bedömts enligt Q-systemet och RMR-systemet. Resultat visar att RMR-värde ligger mellan 30-35 och Q-värde mellan 0,05 – 0,5. Detta visar att bergmassans kvalitet är mellan "very poor rock" och "poor rock".

Bergmekaniska analyser

Huvudfrågeställningen beträffande bergmekaniska analyser är stabiliteten av bergtäckningen mellan silobotten och taket av bangårdstunneln. De styrande parametrarna är lastens storlek på schaktbotten och bergets kvalitet.

Uppdraget påbörjades med ett platsbesök i tunneln med syfte att kartlägga bergförhållanden. Anteckningar, foto och prover från platsbesöket har analyserats enligt RMR- och Q-systemet för bedömning av bergmassans kvalitet. Resultatet visar att området råder mellan dåligt till mycket dåligt berg (RMR=30-35). Tvådimensionella numeriska beräkningar utfördes det tidiga skedet som en del av de bergmekaniska analyserna. Huvudsyftet med beräkningarna är dels att analysera bergstabiliteten och dels att uppskatta storleken av deformationer. Beräkningsresultaten indikerar att bergstabiliteten kan åstadkommas vid 6m bergtäckning med konventionella bergförstärkningar. Med det kan finnas risker för stora deformationer på ca 3-5 cm i tunneltaket vid påfyllning av silorna.

För att minska risken för, de eventuella, stora deformationerna har flera förslag till utformning av silobotten studerats. Tanken har varit att öka bergtäckningen ovanför tunneln och fördela silolasten på ett gynnsammare sätt. Den slutliga utformningen blev att den teoretiska bergtäckningen ökade från 6 m till 13 m. Silohöjden minskades från 43 m till 28 m för att minska belastningen på silobotten, medan silodiametern ökades från 10 m till 17 m i syfte att behålla samma godskapacitet.

Det är väl känt att berg är ett naturligt material med komplexa karaktärer och det finns oundvikligt en viss grad osäkerhet i bestämningen av bergmassans parametrar. Därför används ett variationsområde för bergmassans kohesion i numeriska beräkningarna. Värdena på kohesionen och friktionsvinkeln baseras dels på RMR-system (tabell 1) och dels på ingenjörsmässiga erfarenheter. Baserat på uppgifterna från det första platsbesöket bedöms bergmassan ha ett RMR-värde på ca 30-35, vilket motsvarar bergklass IV - dåligt berg (poor rock). Däremot kan tunneln enligt uppgifterna ha en "stand-up time" på ca flera dygn för en oförstärkt salva på ca 4m, d.v.s. bergmassan kan även klassas som klass III. För att täcka båda bergklasserna i beräkningarna har en ingenjörsmässig bedömning gjorts, vilket resulterar i bergmassans egenskaper som finns redovisade i tabell 2. Det ska påpekas att tabell 1 ger överkligt låga värde på bergmassans kohesion och friktionsvinkel för bra bergkvalitet (klass I och II). För sämre berg ger dock tabellen rimliga ingenjörsmässiga värden.

Bergmassans E-modul uppskattas enligt Serafims formulär (1983):

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad \text{GPa.}$$

Bergspänningsmätningar har tidigare utförts i Kiruna-området och resultaten finns redovisade av t ex Sandström et al (2003). Mätningarna tyder på relativt höga horisontalspänningar. Flesta mätningarna var dock gjorda i större djup (> 300 m) och

resultaten kan tyvärr inte direkt användas i detta fall. Med hänsyn till den låga bergkvaliteten i frågan och det mindre djupet där anläggningen befinner sig i kan det rimligen antas att bergspänningarna är redan avlastade i berget. För att kunna inräkna påverkan av bergspänningarna har två initialspänningsfält använts i beräkningarna, nämligen

- Gravitationsspänningsfält;
- Horisontalspänningar på bergets brottgräns.

För varje siloutformning har 4 beräkningsfall utförts med kombinationer av dessa variationer i bergens egenskaper och initialspänningarna (se tabell 2). Bergförstärkning finns inte installerad i Fall 1 och fall 2, medan 30 cm sprutbetong finns installerad i Fall 3 och Fall 4. Beräkningarna utförs i följande sekvens:

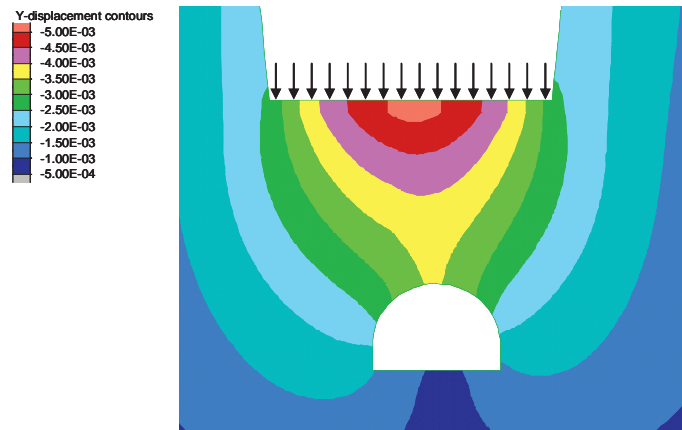
0. Initialtillstånd med initialspänningsfält; ingen plasticering i modellen konstateras;
1. Uttag av bandgårdstunneln utan förstärkning;
2. Jord- och bergschakt ovanför tunneln;
3. Uttag av vertikalhål;
4. Påfyllning av silo: lasterna modelleras med en fördelad ytlast på schaktbotten;
5. Tömning av silo: d.v.s. borttagning av ylasten på schaktbotten.

Tabell 1: Bergklasser och bergens egenskaper enligt RMR-systemet (Bieniawski 1989)

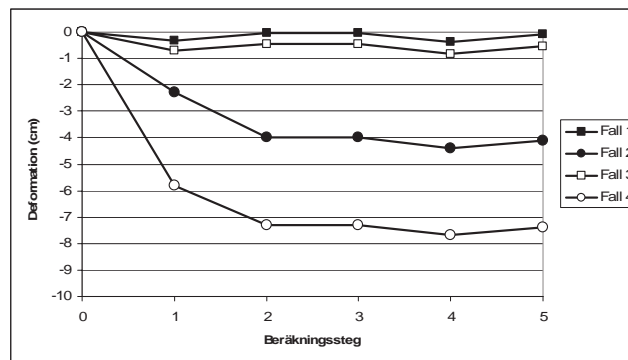
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS					
Rating	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21
Class number	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock
D. MEANING OF ROCK CLASSES					
Class number	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Friction angle of rock mass (deg)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

Tabell 2: Beräkningsfall med varierande bergkvalitet och initialspänningar

Beräkningsfall	Bergmassans egenskaper	Initialspänningsfält	Förstärkning
Fall 1	Kohesion = 0.25 MPa Friktionsvinkel = 30 grad E-modul = 3.8 GPa	Gravitation	Ingen
Fall 2	Som ovan	Spänningar på bergets brottgräns	Ingen
Fall 3	Kohesion = 0.1 MPa Friktionsvinkel = 30 grad E-modul = 3.8 GPa	Gravitation	30 cm beam
Fall 4	Som ovan	Spänningar på bergets brottgräns	30 cm beam

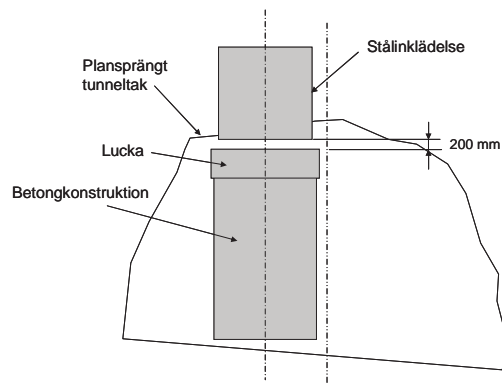


Figur 6: Beräknade vertikaldeformationer Fall-1 vid belastning på schaktbotten för KK4
 Figure 6: Calculated accumulated vertical deformations in cm at KK4



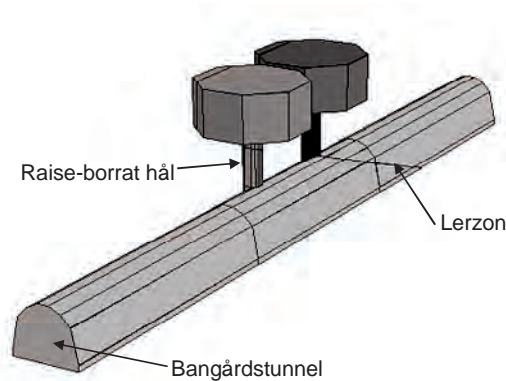
Figur 7: Beräknade ackumulerade vertikaldeformationer (cm) i tunneltak för KK4
 Figure 7: Calculated accumulated vertical deformations in cm at tunnel roof for KK4

Beräkningsresultaten visar att stabiliteten kan erhållas i samtliga beräkningsfall. För Fall 3 och Fall 4 erfordras dock ytförstärkning i tunneln för att klara av belastningen från silon. Beräknade deformationer finns redovisade i figur 6 och figur 7. Det är intressant att se i figur 7 att den största delen av deformation redan har ägt rum vid tunneluttaget (d.v.s. vid beräkningssteg 1). Vid jord- och bergschakt ovanpå tunnel (beräkningssteg 2) rör tunneltaket uppåt för Fall 1 och Fall 3 medan rörelserna pekar nedåt för Fall 2 och Fall 4. Detta kan förklaras med att horisontalspänningarna i Fall 2 och Fall 4 är så höga att berget utbreder sig vertikalt på grund av volymökning. Det är också intressant att påpeka att deformationsökningen i tunneltaket vid belastningen från silon är ganska lika (ca 3 mm) för samtliga fall. Vid avlastningen från silon återhämtar tunneltaket ca 90% av deformationen för Fall 1 och mellan 72-78% för Fall 2, 3 och 4. Detta innebär att ackumulerade plastiska deformationer i tunneltaket inte kan ignoreras. Därför måste luckanordningen modifieras så att ett deformationsmellanrum på 200 mm lämnas mellan underkanten av stålinklädningen och överkanten av luckan (figur 8). Det bedöms att



Figur 8: Deformationsmellanrum i tunneltaket

Figure 8: Deformation gap at tunnel roof



Figur 9: 3DEC beräkningsmodell med lerzon för KK4

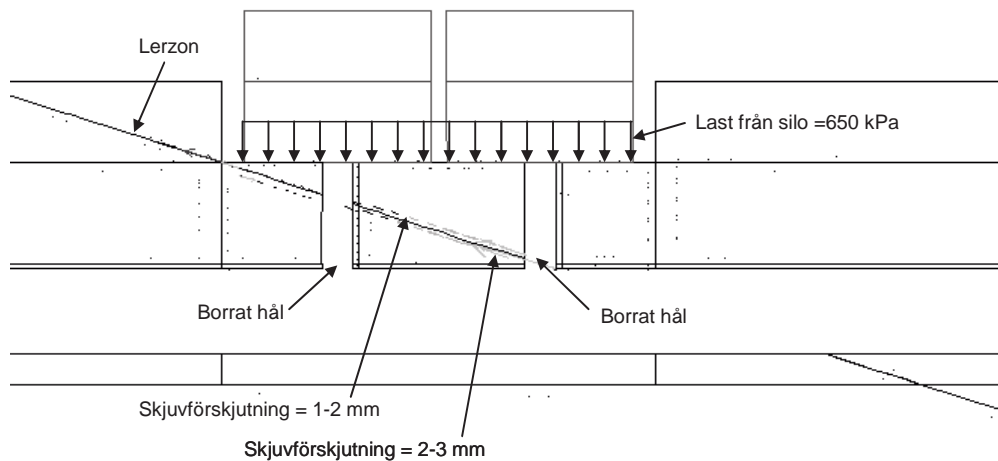
Figure 9: 3DEC numerical model with clay zone for KK4

Tabell 3: Bergförstärkningar för typiska bergförhållanden i bangårdstunneln

	I närheten av silo	Under silo
Sprutbetong	150 mm stålfiberarmerad sprutbetong i tak och vägg	200 mm stålfiberarmerad sprutbetong i tak och vägg
Bult	Kirunabult L=3,5m c/c= 1,5 m i tak och vägg	Kirunabult L=3,5m c/c= 1,5 m i tak och vägg

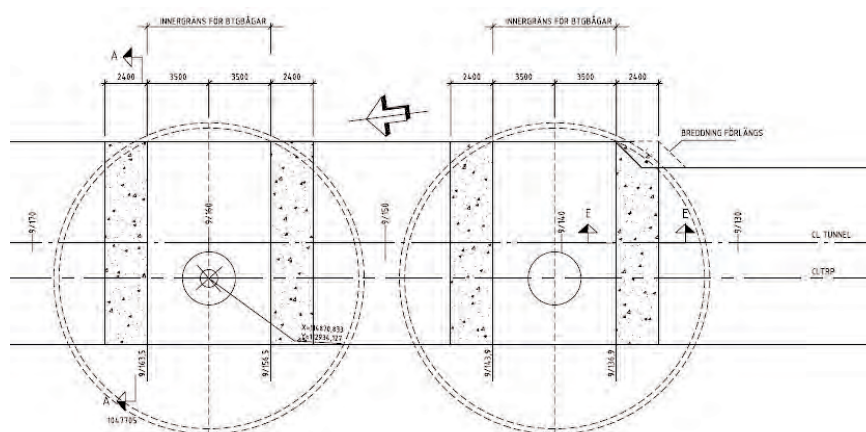
berget kommer att konsolideras under silons drift, därför är deformationsmellanrummet på 200 mm tillräckligt så att betongkonstruktionen inte blir belastad av tunneln.

Två bergförstärkningstyper som används för typiska bergförhållanden i bangårdstunnelns finns redovisad i tabell 3. Förstärkningarna är framtagna baserat på så väl ovan nämnda bergmekaniska analyserna som ingenjörsmässigt empiriska metoder.



Figur 10: Beräknade deformationer i 3DEC beräkningsmodellen för KK4

Figure 10: Calculated deformations in 3DEC model for KK4



Figur 11: Placering av armerade betongbågar vid KK4

Figure 11: Reinforced concrete arches at KK4

Som det finns redovisat i figur 5 karterades relativt kraftiga lerzoner vid KK4. Lerzonernas påverkan på tunnelns beteende är ett 3D-problem, därför har en 3D-modell studerades i 3DEC (figur 9). Syftet med 3D-modellen är att undersöka deformationsmönster längs lerzonen vid belastningen från silon. Bergmassans parametrar för Fall-1 i tabell 2 och gravitationsspänningsfält används i 3D-beräkningarna. Kohesion på 50 kPa och friktionsvinkel på 10° används för lerzonen. Resultaten som finns redovisade i figur 10 visar att det finns verkliga risker med relativt stora skjuvförskjutningar längs lerzonen. Med anledningen att alla utfrakter av malmprodukter från de nya LKAB:s pelletsverk sker via denna bangårdstunnel är tillförlitligheten av anläggningens drift av avgörande betydelse för LKAB. Därför beslutas att 4 st armerade betongbågar med en tjocklek på minst 300 mm förläggs vid KK4 (figur 11).

Uppföljningsprogram

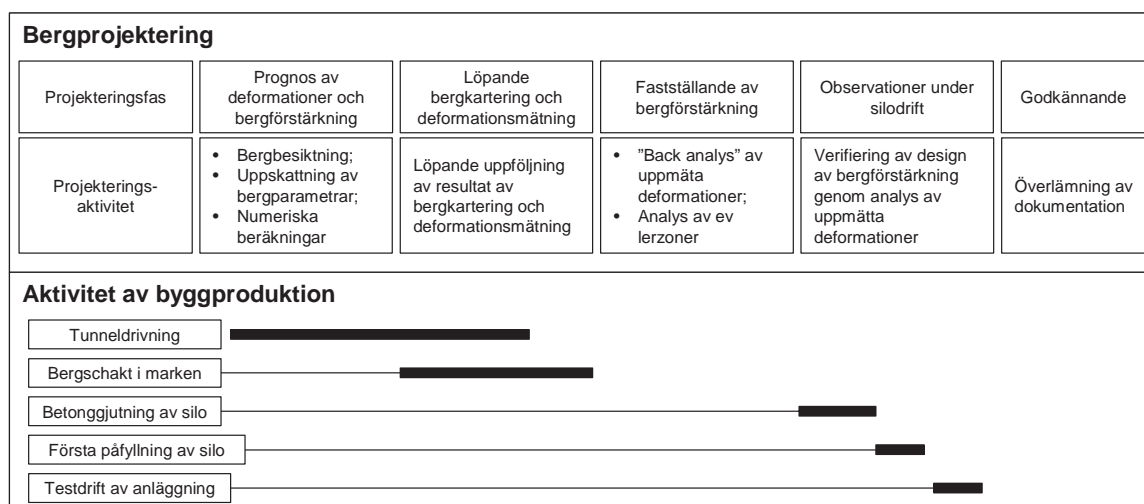
Det är väl känt att berg är ett komplext naturmaterial. Trots de utförda omfattande bergmekaniska analyserna är det väldigt viktigt att verifiera och följa upp de verkliga bergförhållandena genom bergkartering och deformationsmätning.

I början av WSP:s uppdrag har ett uppföljningsprogram upprättats (figur 12). I programmet ingår:

- Geologisk kartering i samband med tunneldrivning och bergschakt i marken;
- Deformationsmätning i bangårdstunneln;
- Bergmekanisk utvärdering av bergkarteringen och deformationsmätningen.

I samarbete med byggtreprenören NCC har geologiska karteringar utförts i bangårdstunneln och i de flesta raise-borrade hålen. Den karterade bergkvaliteten överrensstämmer ganska väl med den som prognostiserats i början av uppdraget.

Extensometrar har installerats för deformationsmätning i tunneltaket. Rörelser i samband med tunneldrivningen kunde inte mätas på grund av den allmänt kända svårigheten med att installera extensometrar i närheten av tunnelfronten. Rörelserna i samband med jord- och bergschakt ovanför tunneln har dock registrerats. Värden på rörelserna är små. Det bedöms att det inte är tillförlitligt att utföra s.k. "back analyse" baserat på de låga värden av uppmätta rörelserna. Anläggningen kommer enligt den preliminära planeringen att testas mellan april och maj 2008 och deformationerna kommer då att följas upp.



Figur 12: Uppföljningsprogram

Figure 12: Program for following-up

Slutord

Detta föredrag uppvisar ett karaktäristiskt fall av tillämpning av de viktiga principerna inom bergmekaniken. Uppdraget har utförts i en kombination av

- Noggranna geologiska undersökningar och karteringar;
- Användning av ingenjörsmässiga empiriska metoder;
- Numeriska beräkningar;
- Bedömningar enligt ingenjörsmässiga erfarenheter;
- Uppföljning av deformationsmätningar;
- Samspel mellan olika tekniska discipliner.

Genom en väl planerad och utförd bergprojektering kan ekonomiska fördelar skapas åt kunden i form av så väl minskade byggkostnader som förkortande av byggtiden.

Vi vill rikta ett stort tack till LKAB och NCC Construction Sverige AB för det goda samarbetet. Ett stort tack också vill vi även rikta till Marie von Matérn, Robert Swindell och Tomas Hellström för deras aktiva deltagande i projektet.

Referenser

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

Serafims, J L.; Pereira, J P. 1983. "Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski". Proc. Int. Symp. Eng. Geol. & Underground Constr., pp 1133 – 1144.

Bieniawski, Z T. 1989. "Engineering rock mass classifications". John Wiley & Sons.

BROTTMEKANISMER I KRISTALLINT BERG. OBSERVATIONER OCH RESULTAT FRÅN PELARSTABILITETSFÖRSÖKET VID ÄSPÖLABORATORIET

Yielding mechanisms in crystalline rock. Observations and results from the pillar stability experiment at Äspö HRL

J. Christer Andersson, Svensk Kärnbränslehantering AB

Sammanfattning

Pelarstabilitetsförsöket (Äspö Pillar Stability Experiment) har genomförts vid Äspölaboratoriet med syftet att studera brottprocesserna i en heterogen och något uppsprucken bergmassa. Pelaren belastades genom att designa geometrin så att in situ spänningarna på 450 m djup koncentrerades till strax under spjälkhållfastheten. Spjälkprocessen initierades sedan genom att värma pelarvolymen och därmed inducera ett termiskt spänningstillskott. Detta tillskott gav spjälkning i de mest belastade delarna av pelaren.

Analyser av experimentet visar att de sprickor som initierades i samband med spjälkprocessen var rena dragsprickor samt att sprickorna efter initiering fortsatte att propageras i drag. Spjälkprocessen initierades när tangentialspänningen uppgick till cirka 58 % av den enaxiella tryckhållfastheten (UCS).

Inget tidsberoende för spjälkningen har observerats.

Spjälkprocessen är väldigt känslig för små mothållande tryck. Ett hundratal kPa var tillräckligt för att hindra processen att initieras, trots att tangentialspänningen i vissa fall låg nära tryckhållfastheten.

Summary

The Äspö Pillar Stability Experiment was carried out at the Äspö HRL to examine the failure process in a heterogeneous and slightly fractured rock mass when subjected to coupled excavation-induced and thermal induced stresses. The pillar was stressed by using a design that concentrated the in situ stresses at 450 m depth close to the spalling strength of the rock. Yielding was initiated by heating the pillar volume and thereby apply thermally induced stresses in addition to the excavation induced ones. The result was spalling in the most stressed parts of the pillar.

Analyses of the experiment indicates that the fractures initiated during the spalling process was purely extensional in their nature and that the fracture propagation also was extensional in nature. Spalling was initiated when the tangential stress reached approximately 58 % of the uniaxial compressive stress (UCS).

No time dependency for the spalling process has been observed.

The yielding process is very sensitive to small confining pressures. A few hundred kPa was sufficient to inhibit the process even though the tangential stress sometimes was close to the compressive stress of the rock.

Inledning

Pelarstabilitetsförsöket vid Äspölaboratoriet har genomförts för att studera brottagenskaperna hos en heterogen och något uppsprucken granitisk bergmassa. Experimentet i sin helhet är beskrivet i (Andersson, 2007)).

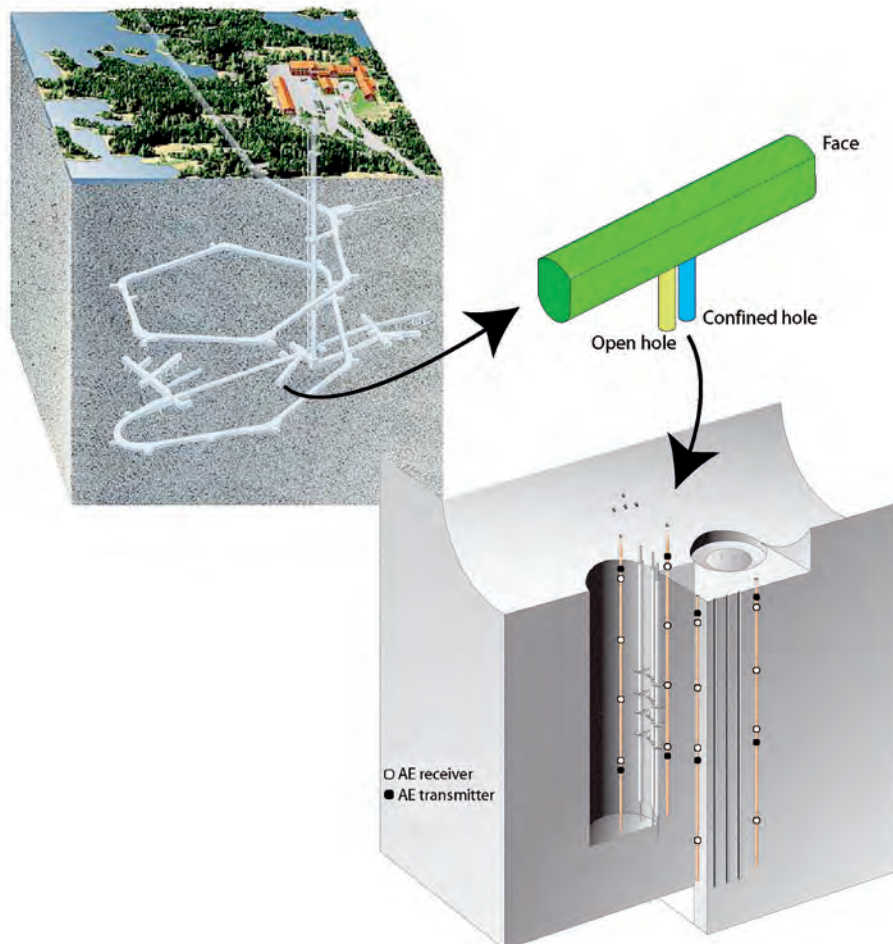
Stora fältförsök har genomförts i bergforskningsanläggningen URL i Pinnawa, Kanada där fokus varit att undersöka spröda brott i kristallint berg (Martin et al. 1997, Read 2004). Resultaten och erfarenheterna från experimenten i Kanada har varit en viktig ingrediens i planeringen, designen och tolkningen av pelarstabilitetsförsöket.

Äspölaboratoriets dominerade bergart är Äspödiorit. Den enaxiella tryckhållfastheten för dioriten är cirka 211 MPa och huvudspänningarnas storlek på 450 m djup där experimentet genomfördes är 30, 15 respektive 10 MPa. Största huvudspänningen är horisontell. Den minsta huvudspänningen är vertikal och något mindre än tyngden av det ovanliggande berget.

Bergets tryckhållfasthet relativt huvudspänningarnas storlek gör att spänningsrelaterade brott inte sker spontant i anläggningen. För att kunna genomföra experimentet var det därför nödvändigt att designmässigt öka lasterna i pelaren så att spjälkning initierades. Detta gjordes genom att orientera experimentorten vinkelrätt mot största huvudspänningen samt att göra den 5 m breda och 7,5 m höga tunneln oval (figur 1 ger en översikt av experimentgeometrin). Maximal effekt av det befintliga spänningsfältet erhöles därmed. Pelaren skapades genom att borra två hål med diametern 1,75 m bredvid varandra så att en bergplint med tjockleken 1 m skapades dem emellan. Hålavståndet valdes för att tillföra spänningar till bergmassan som skulle ligga nära spjälkhållfastheten. För att under kontrollerade former propagera brottet längs pelaren användes elektriska värmare som gradvis värmdes bergmassan och successivt ökade lasterna. Den långsamma uppvärmningen gav gott om tid att göra observationer under spjälkprocesserna.

För att monitera experimentet användes deformationsmätare av LVDT-typ, temperaturmätning med termoelement och ett akustiskt system. Moniteringen skedde kontinuerligt on-line. I det öppna hålet gjordes även regelbundna visuella observationer.

Försöket skulle även försöka demonstrera effekten av ett mothållande tryck på spjälkprocessen. Detta genomfördes genom att en gummiblåsa installerades i det första stora borrhålet direkt efter borrhningen. Gummiblåsan fylldes med vatten som trycksattes.



Figur 1. Översikt av experimenttunnelns läge i Äspölaboratoriet samt en detalj över volymen kring pelaren och det akustiska systemets installation.

Overview of the experiment tunnel's location at the Äspö HRL and a detail of the pillar volume and the set-up of the acoustic system.

Ett omfattande karakteriseringsarbete genomfördes i området kring pelarvolymen. Tretton kärnborrhål borrades för bland annat instrumentering. Ett omfattande laboratorieprogram har genomförts på kärnprover från dessa. Den sista fältdelen i experimentet bestod i att såga upp pelaren i fem block. För att kunna genomföra vadersågningen måste pelaren spänningsavlastas. Spänningsavlastningen gjordes med hjälp av slitsborrning.

Sprickinitiering och spricktillväxt

Sprickorna och spricktillväxten i pelaren har studerats genom att på plats i det öppna hålet göra visuella observationer ungefär en gång per vecka. I slutfasen av experimentet plockades även alla lösa bergbitar bort från pelarväggen. Under denna bortplockning gjordes ytterligare observationer om hur sprickorna propagerat och hur sprickytorna såg ut. Den observerade processen är sammanfattad i figur 2.

Den slutsats som drogs av observationerna är att både sprickinitieringen och spricktillväxten utvecklades som dragbrott. De tunna kanterna på de avspjälkade chipbitarna skulle ha brutits sönder om chipen varit utsatta för en skjuvrörelse. Om man sedan tittar på sprickytorna ser man hur mineralkorn ser ut att ha kluvits. Ingen striering på ytorna eller nednötning av mineralkorn som skulle tyda på en skjuvrörelse har observerats.

Spricktillväxten har sannolikt initierats i svagheter i bergmassan. Tangentialspänningarna har tvingat fram en deformation vinkelrätt denna riktad mot centrum av hålet. Denna deformation gör att ett dragbrott kan ske trots att bara trycklaster verkar.

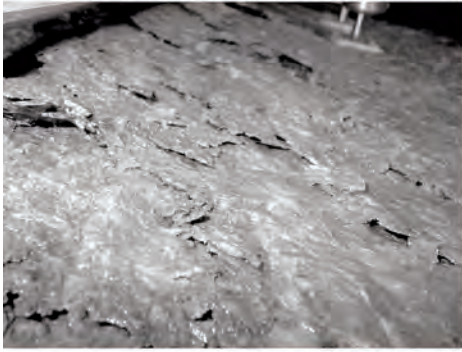
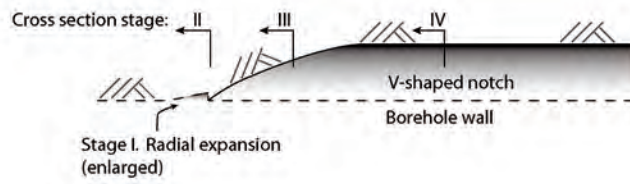
Spricktillväxten under spjälkningen skapade en v-formad/kil-formad volym av uppsprucket berg som propagerade nedåt i takt med att tangentialspänningarna ökade. Kilens form är relativt konstant längs pelarväggen och djupet är cirka 10 % av borrhålsradien.

En observation som gjordes var att deformationsgivarna visade att berget kontraherade (hålradien ökade) innan den propagerande kilen nådde mätarna. Försök att modellera detta har gjorts men inte lyckats riktigt. Modellerna ger endast 10 % av den verkliga hålradieökningen.

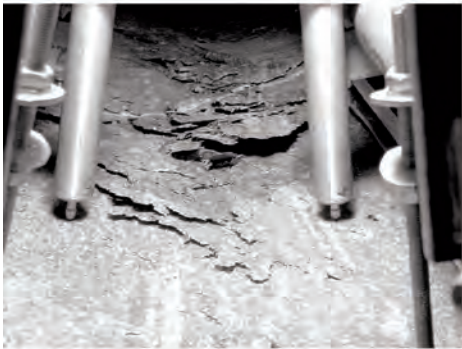
Sprickinitiering och tryckhållfasthet

Spjälkning i en punkt definieras att ha skett när antingen de fingernagelstora bergflisorna blivit synliga på hålväggen (figur 2) eller när deformationsgivarna börjat tryckas ihop. Spjälkhållfastheten är definierad som den tangentialspänning som rådde 3 mm in i hålväggen vid den tidpunkt som spjälkningen skedde. Tangentialspänningarna beräknades i en elastisk modell.

Medelvärdet för spjälkhållfastheten beräknades utifrån 18 olika observationer till 122 +/- 9 MPa. Genom att normera detta värde mot den enaxiella tryckhållfastheten erhålles en spjälkhållfasthet som kan appliceras på granitiska bergvolymmer med annan tryckhållfasthet. Det normerade värdet är 58 +/- 4 % av tryckhållfastheten.



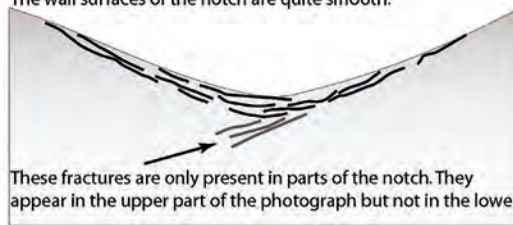
Stage II. When the yielding stress is reached, thin finger nail sized chips are formed tangentially to the hole wall. The thin rough edges of the chips and inspection of the chip surfaces, suggests these thin slabs were formed by tensile stresses.



Stage III. As the stress increases larger chips are formed. Also these are tangential to the hole wall and have thin edges but they are thicker in the centre. The chips appear to have been formed by tensile stresses.



Stage IV. The chips increase in thickness and aerial size as the V-shaped notch gets deeper. At some point, crushing and/or shearing at the notch tip occurs and is concentrated in a relatively small area (several cm²), suggesting that at the notch tip the small chip forming process observed in stages II to III is suppressed. The process at the notch tip appears to extend into the pillar. At this stage the large chips appear to form on the flanks of the notch, which also appears to be formed by tensile stresses. The wall surfaces of the notch are quite smooth.



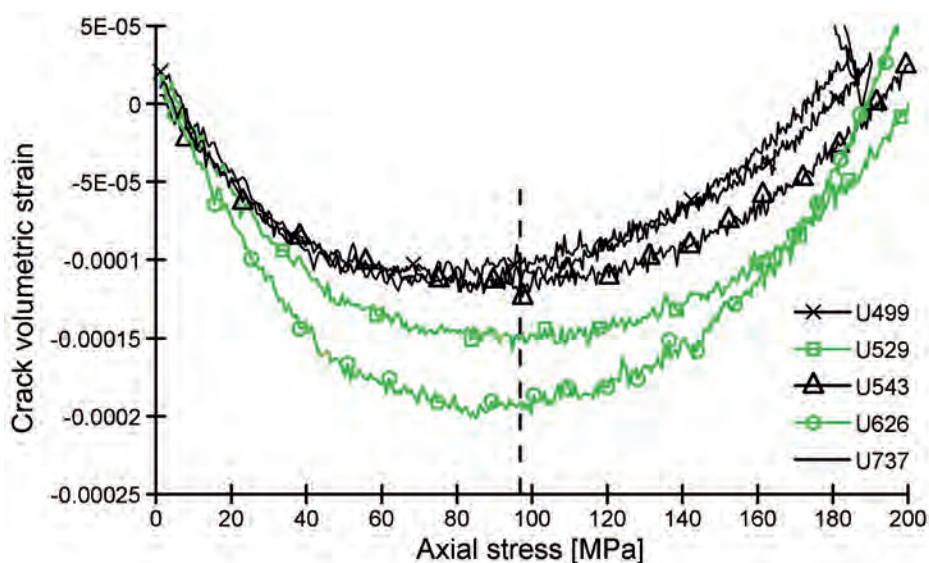
These fractures are only present in parts of the notch. They appear in the upper part of the photograph but not in the lower.

Figur 2. Illustration av spjälkprocessen i en överbelastad granitisk bergmassa.

Illustration of the yielding process in an overstressed granitic rock.

Normeringar mot tryckhållfastheten har även utförts mot en akustisk logger som samt de töjningsgivare som användes vid tryckningen av kärnorna. De akustiska resultaten låg nära den tillbakaberäknade tryckhållfastheten men metoden rekommenderas inte beroende på att ingen riktig standard för mätningarna finns tillgänglig. Resultaten är mycket beroende av det frekvensomfång man mäter inom, vilken signalbehandling som används etc. För en kvalitativ analys bedöms med andra ord inte metoden tillräckligt säker.

Genom att med töjningsgivarna beräkna den av sprickbildning beroende volymtöjningen och den elastiska volymtöjningen och därefter subtrahera dessa ifrån varandra erhålles ett mått på hur volymtöjningen beror av befintliga och under tryckningen initierade sprickor. Denna volymtöjning minskar under den första delen av tryckningen då befintliga sprickor stängs för att sedan vända och öka då sprickinitieringen startar (figur 3). Tanken är att vändpunkten på kurvan ger ett mått på den verkliga last berget kan ta innan uppsprickning initieras. Erhållet resultat ger ett konservativt värde, cirka 13 % lägre än den ovan angivna spjälkhållfastheten. Att använda vändpunkten i volymtöjningen som indikator för spjälkhållfastheten bedöms vid brist på verkliga data som fullt rimligt.



Figur 3. Volymtöjningen beroende av sprickor ritad mot axialspänningen för fem enaxiella tryckhållfasthetstester gjorda på kärnor nära pelarvolymen. Den streckade linjen indikerar medelspänningen för när volymtöjningen vänder och sprickor börjar att initieras.

Axial stress versus volumetric strain for five uniaxial compressive tests performed on cores from the experiment volume. The vertical dashed line indicates the mean stress for the crack volumetric strain reversal.

Tidsberoende?

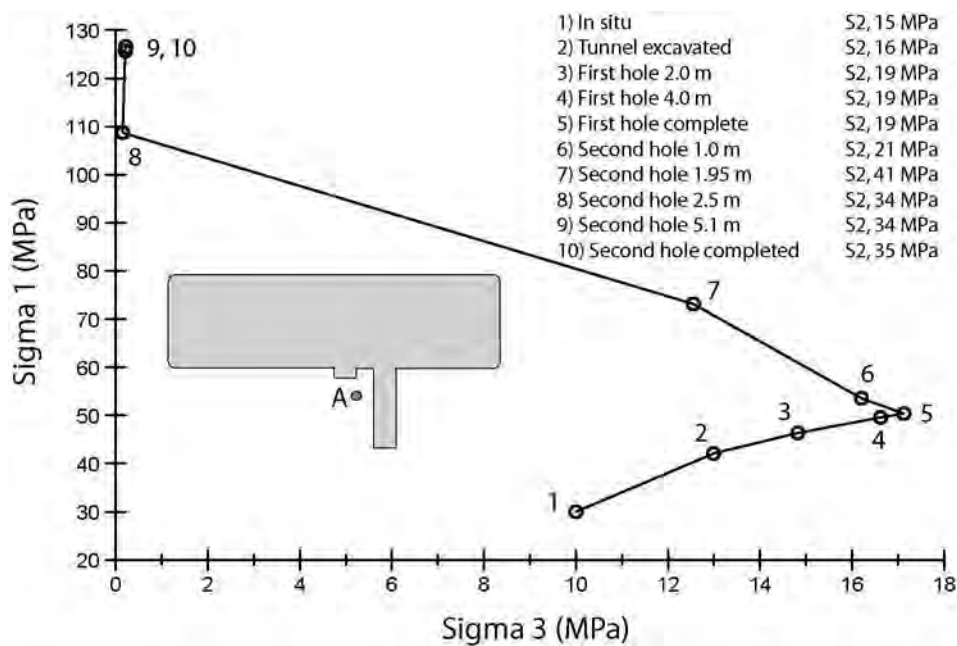
Under de tre månaders tid som värmningen av experimentet genomfördes på gjordes inga observationer som tyder på att det finns ett tidsberoende i spjälkprocessen. En indikator för detta var det akustiska systemet som oavbrutet övervakade experimentet. Data visar tydligt att de akustiska händelserna sker inom en kort tidsperiod varefter aktiviteten upphör under en tid för att på nytt åter registrera spjälkning i ett kluster. Denna observation visar att temperaturen i pelaren och därmed tangentialspänningarna måste öka för att hålla igång spjälkprocessen. Under några tidsperioder var temperaturen konstant, då upphörde den akustiska aktiviteten för att genast sätta igång igen när bergets temperatur ökade. Detta visar att även om tangentialspänningarna är precis under spjäkhållfastheten, vilket de dem automatik är i spetsen på den propagerande kilen, går inte berget i brott förrän hållfastheten överskrids.

En annan indikator som användes för att underbygga slutsatsen om tidsberoende är observationer gjorda i samband med borrningen av de stora hål som avgränsade pelaren. Den övre delen av det andra hålet som borrades spjälkades ned till cirka 2 m djup. Spjälkningen skedde när det sista hålet nått sitt fulla djup på 6.2 m. Innan den sista biten av hålet borrades gjordes det ett uppehåll för underhåll av borrarutrustningen, håldjupet var då 5.1 m. Det akustiska systemet visar en väldigt liten aktivitet under tiden för underhållet vilket indikerar att berget var stabilt för den då gällande belastningen. När det fulla håldjupet var nått initierades spjälkningen ned till 2 m djup. Skillnaden i tangentialspänning mellan djupen 5.1 och 6.2 m var bara 1 till 2 MPa vilket indikerar hur precis spänningen måste nå över hållfasthetströskeln innan brottet initieras. Figur 4 redovisar en tillbakaberäkning av spänningstillståndet i en punkt A som är belägen där spjälkningen stannade på 2 m djup. Kilspetsen här var stabil under en dryg månads tid men när förberedande arbeten började genomföras i hålet höjdes temperaturen tillfälligt några grader vilket var tillräckligt för att propagera ned kilen ett par decimeter ytterligare.

Mothållande tryck

Försöket har visat att spjälkprocessen är känslig för ett mothållande tryck. De 800 kPa mottryck (inkl. lufttrycket) som användes i det ena hålet var tillräckligt för att hindra spjälkning från att initieras.

Deformationsgivarnas kontaktpunkt med bergväggen är fjäderbelastad för att säkerställa god kontakt. Det observerades att denna fjäderkraft i storleksordningen 50 till 100 N var tillräcklig för att initieellt hindra sprickbildning kring dessa kontaktpunkter. Istället avvek sprickorna och gick runt kontaktpunkterna. Exakta utredningar gjordes inte kring det mothållande tryckets inverkan på spjälkprocessen i detta projekt men bedömningen är att ett hundratal kPa mothållande tryck är tillräckligt för att hindra processen för de tangentialspänningar som pelaren belastades med.



Figur 4. Förändringen av spänningstillståndet punkt A som är placerad nära hålväggen på 2 m djup i det andra borrhålet. Cirklarna indikerar spänningstillståndet i de olika borretapperna. Andra huvudspänningen (S2) framgår ur figurens tabell.

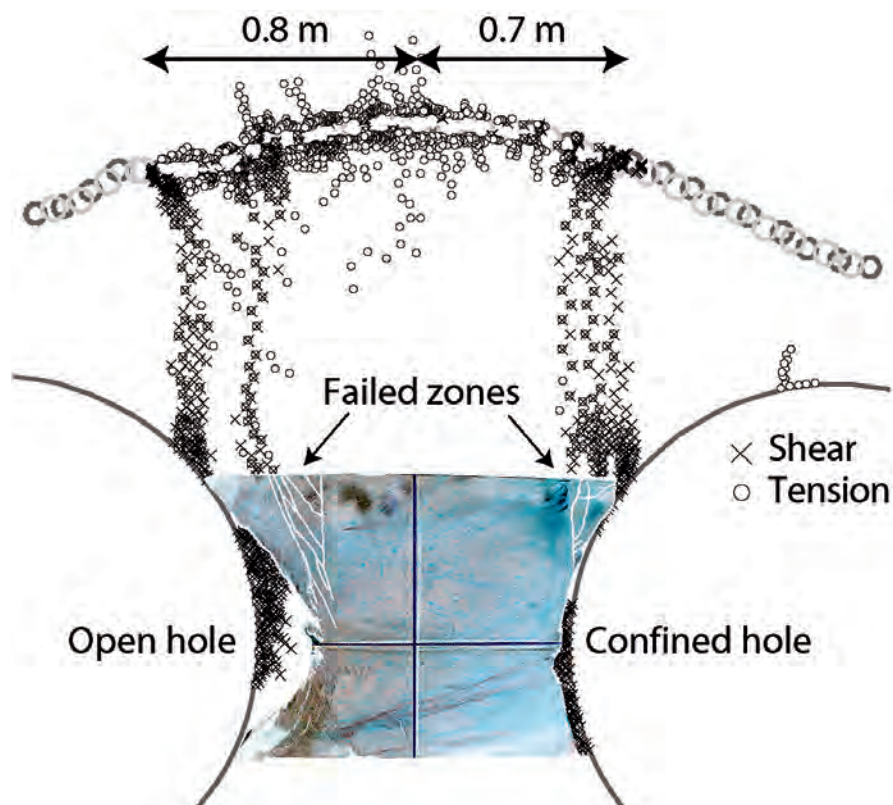
Stress path for point A located at a depth of 2 m close to the boundary of the second hole. Circles indicate the stress at the modelled excavation stages. Sigma 2 (S2) stresses are provided for each excavation stage.

Brottvillkorets påverkan på modelleringsresultatet

Om bergets respons på en belastning beräknas för ett fall med en stor största huvudspänning och en minsta huvudspänning nära noll, eller i drag, är det av stor betydelse för slutresultatet vilket brottvillkor som används. Detta kan exemplifieras med resultat från 2D beräkningar gjorda med Phase2 (Rocscience) för att simulera den slitsborrning som gjordes för att spänningsavlasta pelaren. Två geometriskt identiska modeller där Mohr-Coulombs brottvillkor användes i den ena och Hoek-Browns i den andra. Resultaten blev vitt skilda där Mohr-Coulombs brottvillkor gav ett resultat som låg mycket närmare det verkliga. Figur 5 redovisar ett montage där ett fotografi av blockytan på 1 m djup kombinerats med resultatet från ett beräkningssteg i Mohr-Coulomb modellen.

Även om Mohr-Coulombs brottvillkor gav ett relativt bra resultat så indikerade modellen att en större del av bergmassan skulle gå i brott än vad som verkligen skedde. Detta indikerar brottvillkorets brist att hantera spänningssituationer med låga mothållande tryck i en riktning.

Modellen som används Hoek-Browns brottvillkor illustrerade tydligt hur villkoret underskattar bergmassans draghållfasthet. Hela pelarvolymen gick i princip i brott i den modellen.



Figur 5. Fotografi på överytan av block 2 (med inverterade färger) kombinerat med ett resultat från Phase2 beräkningarna. De initierade sprickorna i blocket har tydliggjorts med vita linjer.

Photograph of the top surface of block 2 (with inverted colours) superimposed on one Phase2 result plot. The initiated fractures in the block have been enhanced with white lines.

Resultatjämförelse med URL

Resultaten från pelarstabilitetsförsöket är direkt jämförbara med de resultat och observationer som gjordes vid försöken i URL, Kanada. Hållfastheten för berget i URL och Äspö är i princip lika. En stor skillnad mellan anläggningarna finns dock. Berget i URL är väldigt homogent och i princip sprickfritt. Trots detta kommer de fram till en spjälkhållfasthet på 55 till 60 % av UCS. Eftersom mycket likartade resultat har erhållits från ett homogent sprickfritt experimentområde i URL och ett inhomogent och något uppsprucket experimentområde i Äspölaboratoriet är det troligt att det är i mineralkornsskala som de viktiga processerna sker.

Resultaten från både URL och Äspölaboratoriet kan därför med stor sannolikhet appliceras på alla icke omvandlade granitiska bergarter.

Slutsatser

Pelarestabilitetsförsöket har visat att spjälkprocessen i en grantisik bergmassa både initieras och drivs av dragspänningar. Spjälkhållfastheten har beräknats till 58 % av UCS vilket stämmer väl överens med liknande försök i Kanada. Resultaten bedöms därför som relevanta för granitiska bergarter oberoende av geografiskt läge.

Observationerna har visat att det i tidsskalan för experimentet inte finns några tidsberoende effekter i spjälkprocessen. För att spjälkning ska ske måste spjälkhållfastheten överskridas. Spjälkningen verkar då ske momentant och processen fungerar likt en strömbrytare. Antingen av eller på.

Små mothållande tryck stabiliserar en fri bergyta så mycket att spjälkning inte sker. Ett hundratal kPas mottryck ser ut att räcka för att förhindra spjälkning trots att tangentialspänningen ligger nära den verkliga tryckhållfastheten.

Det brottvillkor som används vid beräkningar av en bergmassas respons vid höga spänningar i en riktning och låga i en annan har en stor betydelse för det resultat den numeriska modellen kommer fram till.

En kontraktion av bergmassan har observerats precis innan spjälkning sker. Detta är troligen en effekt av den komplexa tredimensionella spänningsbilden i volymen nedanför den propagerande kilen.

Tack

Ett stort tack till Prof. Håkan Stille KTH, Prof. Derek Martin Univ. Alberta Kanada och Rolf Christiansson SKB.

Referenser

Andersson JC. Rock Mass Response to Coupled Mechanical Thermal Loading. Äspö Pillar Stability Experiment, Sweden. Doctoral thesis Royal Institute of Technology. Stockholm, Sweden 2007. TRITA-JOB PHD 1008.

Martin CD, Read RS, Martino JB. Observations of brittle failure around a circular test tunnel. Int J Rock Mech Min Sci 1997;34 (7): 1065-1073

Read RS. 20 years of excavation response to studied at AECL's Underground Research Laboratory. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 41 (2004) 1251-1275.

Rocscience. www.rocscience.com

BLAST-INDUCED DAMAGE AROUND TUNNELS – EFFECTS, CONCERNS AND NUMERICAL ASSESSMENT

Sprängskador vid tunneldrivning - effekter med avseende på deformationer och stabilitet

*David Saiang & Erling Nordlund
Division of Mining & Geotechnical Engineering
Luleå University of Technology, Luleå*

Abstract

Blast-induced damage is an important concern to construction of underground excavations. These concerns relate mainly to the after-blast effects on stability, water inflow, safety and costs. Such concerns have led to introduction of guidelines to regulate the extent of tolerable damage due to blasting. However, a true definition for blast-induced damage still remains vague, since the parameters used in measuring damage seldom relate to the stability parameters of the damaged rock. To assist in the better understanding of the effects of blast-induced damage a survey was conducted by the authors in late 2005 to obtain the views of practitioners (clients and contractors) involved in underground rock excavations. This paper presents firstly, a condensed summary of the responses from the survey. Secondly, results from the numerical assessment of the effects of the blast-induced damaged rock with respect to deformation and stability parameters are presented. Inputs based on typical Swedish rock mass conditions were used in the modelling, while the modelling assumptions were based on blast-induced damage observations from SveBeFo field study reports.

Sammanfattning

Sprängskador är viktigt att beakta vid byggandet av underjordskonstruktioner. Effekterna av sprängskadorna har huvudsakligen betydelse för stabiliteten, säkerheten, vatteninflödet och kostnaderna. Därför har riktlinjer för tolererbar omfattning på sprängskador införts. Men, definitionen av sprängskada är fortfarande vag, eftersom de parametrar som används vid mätning av sprängskada sällan relaterar till de parametrar som vanligen används för att beskriva bergets stabilitet. För att öka förståelsen för sprängskadors effekt, genomförde författarna av denna artikel en enkätundersökning. Enkäterna skickades till praktiker som arbetar med underjordskonstruktioner, d v s entreprenörer, gruvföretag, och ägare av berganläggningar. Denna artikel presenterar först en kondenserad sammanfattning av svaren på enkäten. Vidare, presenteras resultaten från numeriska studier av effekterna av sprängskadezonen med avseende på deformationer och stabilitetsproblem. Indata till analyserna baseras på typiska svenska bergmasseförhållanden medan det sprängskadade bergets egenskaper har utvärderats från SveBeFos fältförsök.

1. Introduction

The consequences of damage inflicted by blasting to the rock around a tunnel excavation have been for a long time assessed in terms of overbreak rather than accounting for the actual features of damage (e.g. Raina et al., 2000). Oriad (1982) and Forsyth (1993) define overbreak as the breakage, dislocation and reduction in the rockmass quality beyond the design perimeter of the excavation. Incidentally many empirical methods for assessing blast damage, including the Peak Particle Velocity method by Holmberg & Persson (1980), are

related to assessing the overbreak. Saiang (2004) pointed out that much of the effort in blast damage quantification has been largely focused on defining the depth or extent of the damage, and less on assessing its inherent properties, such as its strength and stiffness. Although the strength and stiffness are the most difficult parameters to measure they are also the most relevant and reliable parameters for assessing the competence of the fractured rock and thus the stability and performance of a tunnel.

Among others; Oriad (1982), MacKown (1986), Ricketts (1988), Plis et al. (1991), Forsyth (1993), Andersson (1992), Persson et al. (1996) and Raina et al. (2000) have deliberated on the importance of blast damage assessment. Similar views and concerns have also been expressed in respond to the questionnaire on blast-induced damage, which were sent by the authors to different organizations involved in rock constructions. Some of these views are summarized in this paper.

Although the strength and stiffness are difficult parameters to measure in practice, numerical methods can be used to test these parameters and their components in the form of sensitivity analyses. In doing so the most sensitive ones as well as potentially critical conditions can be identified. Besides presenting a summary of the consequences of the blast-induced damage from the questionnaire responses, this paper presents also a summary of the numerical assessment on blast-induced damage by continuum method. The inputs for the numerical analyses were estimated by using widely used empirical and particle interaction methods. In the modeling approach the characteristic blast-induced fracture patterns observed in the SveBeFo field study reports (Olsson and Bergqvist, 1993; Olsson and Bergqvist, 1995; Ouchterlony, 1997) were used for the assumptions. Two constitutive models were used; Mohr-Coulomb (MC) and Mohr-Coulomb Strain-Softening (MC-SS). The effects of the blast-induced damage were assessed in terms of its effects on induced boundary stresses and ground displacement distribution and magnitudes. Assessments on yield failure were done by assessing the plasticity and critical strain magnitudes.

2. Summary of responses to the questionnaire

A survey was conducted in late 2005 to gauge the views of practitioners (clients and contractors) involved in underground rock excavations about the importance of the blast-induced damage zone (BIDZ), particularly the effects and consequences. The following is a summary of their responses.

Mining excavations:

- i) Safety – rock support must keep in place blast-induced damage rock, as well as stress induced time dependent fracturing for mining to continue safely.
- ii) Safe bolting is difficult due to blast-induced damaged zone actively failing particularly in high stress areas.
- iii) Alteration of mining method in some areas of the mine is necessary in the disturbed/damaged zone significant enough to affect safe mining.
- iv) Over-break, waste rock dilution, increased filling volume.
- v) Longer operation times for scaling, cleaning and rock support.
- vi) Poor profile leading to increased cost for support.
- vii) Decreased strength leading to increased support requirements.
- viii) Decreased width of catch benches and lower inter-ramp slope angles as in the case of open pit mining.
- ix) Reduction of strain-burst due to the presence of blast-induced damaged rock with reduced stiffness.

Civil engineering excavations:

- i) Over-break resulting in unfavourable cross-sections and additional material to haul.
- ii) Less confinement leading to increased risk of ravelling and fallouts.
- iii) Increased fractured rock volume which increases the risk for frost fracturing and also risk for increase in pore pressure which can affect the overall strength of the blast-induced damaged rock.
- iv) Free inflow and outflow (increased or decreased) of water.
- v) Presence of blast-induced damaged rock increases the weathering process of the rock zone around the tunnel boundary through the process of oxidation and reduction, hence also leading chemical corrosion of rock supports.

3. Characteristics of the blast-induced damaged rock

The physical characteristics of a blast-induced damage around a massive hard rock system can be illustrated as in Figure 1. The blast-induced cracks comprise of macro to micro cracks of various sizes, lengths and shapes, with numerous rock bridges in between. Such complex crack pattern can significantly affect the strength characteristics and thus the overall mechanical response. For such scenario Robertson (1973) concluded that the rock bridges must fail in tension before rockmass failure can occur. Diederichs & Kaiser (1999) demonstrated the significance of tensile strength of the rock bridges under low confinement or destressed conditions. Hence, it can be concluded that tensile strength will be very sensitive and important for the mechanical response of the blast-induced damaged rockmass around a tunnel.

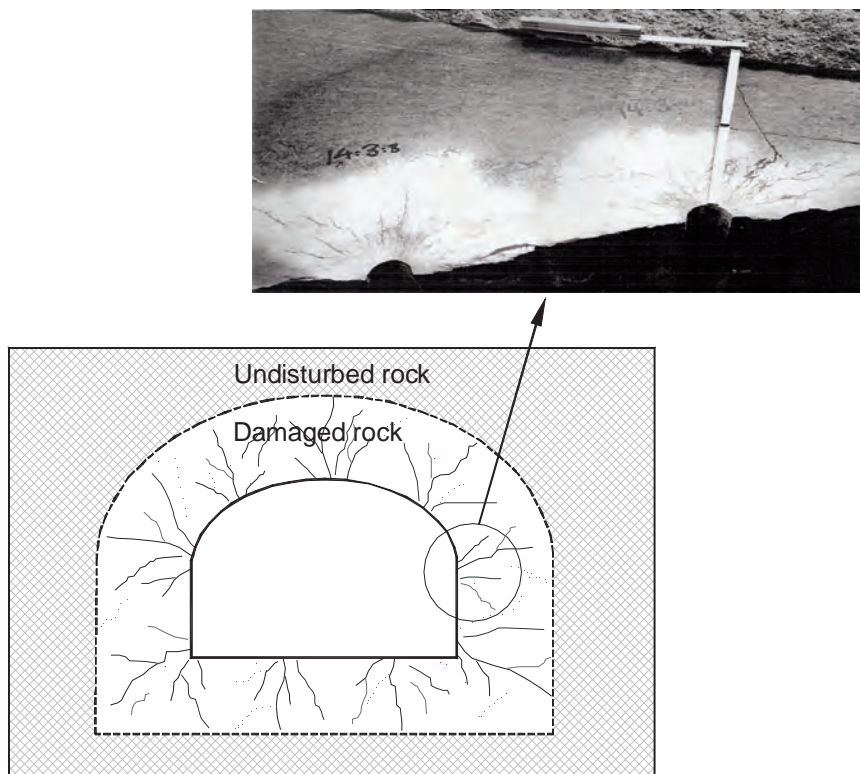


Figure 1. Rockmass condition around a tunnel boundary excavated by drill and blast. The damaged zone comprises of discontinuous fractures of microscopic to macroscopic sizes with complex fracture patterns due to radial cracks, see embedded figure (after Olsson and Bergqvist, 1995), from adjacent blastholes.

4. Numerical Analysis

4.1 Tunnel and model geometry

The tunnel and model geometries used in the numerical analyses are shown in Figure 2. An infinite zone of regular thickness of 0.5 m is introduced around the tunnel to represent the blast-induced damaged zone. The model was run for shallow tunnel cases (depth of less than 20 m).

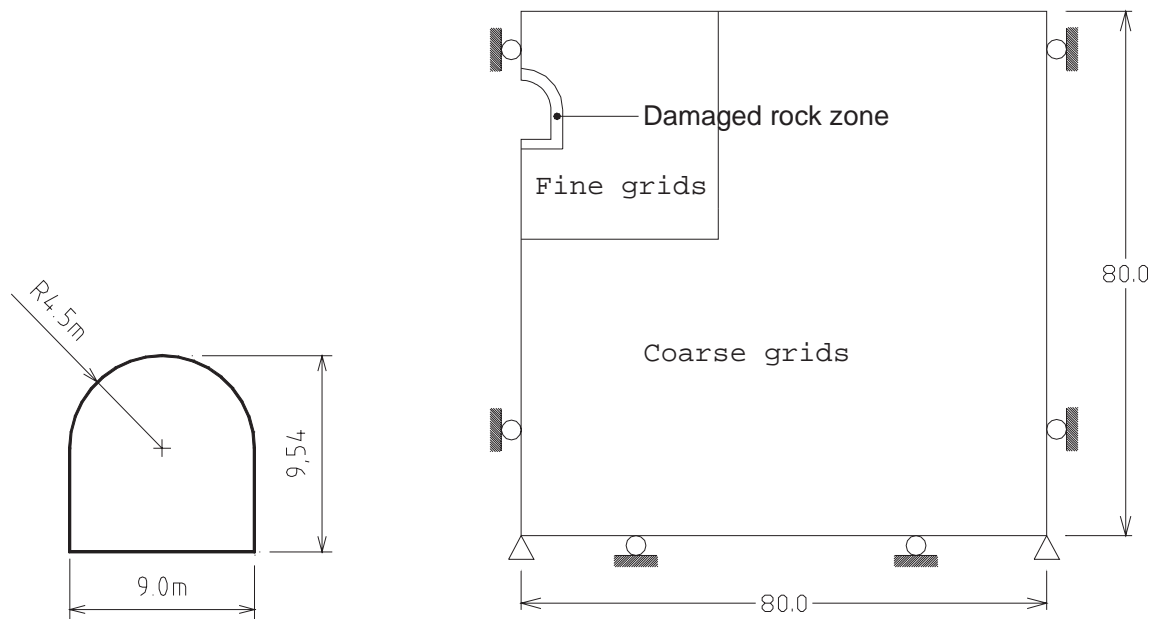


Figure 2. Tunnel and model geometry used in the numerical analyses. Finer grids are used near the tunnel boundary while coarser grids are used elsewhere.

4.2 Inputs for the FLAC models

The initial of the rockmass parameters used in deriving the inputs parameter values for numerical analyses are given in Table 1.

Table 1. Rock parameters used in deriving inputs for the numerical analyses

Parameter	Value
Intact rock compressive strength, σ_{ci}	250 MPa
Geological strength index, GSI	60
Hoek-Brown rock constant, m_i	33

Two approaches were used in estimating the inputs for the numerical models. In the first approach the usual Hoek-Brown-GSI (HB-GSI) empirical method was used, however, using a more systematic approach described in Saiang and Nordlund (2007b). The inputs obtained are given in Table 2. It must be noted that the damaged rock was treated as an equivalent continuum, with reduced strength and stiffness properties.

Table 2. Strength parameters determined using systematic use of GSI-HB method

Parameter	URMS	BIDZ
Cohesion, c (MPa)	2.6	1.4
Friction, ϕ	68	65
Tension, σ_t (MPa)	0.4	0.2

In the second approach the particle interaction method was used to determine the inputs, using the code PFC (Itasca, 2004). This was done by using the ‘synthetic rock mass approach’ and then performing a series of biaxial and Brazilian tests to obtain a failure envelope and subsequently deriving the Mohr-Coulomb parameters from this envelope. The approach is described in Saiang (2008). By using this approach the parameters for the straining softening model were also determined. The inputs obtained are given in Tables 3 and 4.

Table 3. Strength parameters determined from the PFC models (Saiang, 2008)

Parameter	Peak values		Residual values	
	URMS	DRMS	URMS	DRMS
Cohesion, c (MPa)	5.8	3.1	0.6	0.4
Friction, ϕ	32	31	35	38
Tension, σ_o (MPa)	2.5	1.3	0	0
Dilation, ψ	9	7	-	-

Table 4. Average volumetric strain values at yield, peak and post-peak residual (Saiang, 2008)

Parameter	URMS	DRMS
Yield volumetric strain (%)	0.05	0.04
Peak volumetric strain (%)	0.06	0.05
Residual volumetric strain (%)	0.46	0.35

The in-situ stresses used in models are those reported by Stephansson (1993), which are based on overcoring measurements. These are:

$$\sigma_v = \rho g z \quad (1)$$

$$\sigma_H = 6.7 + 0.044 z \quad (2)$$

$$\sigma_h = 0.8 + 0.034 z \quad (3)$$

In the simulations both the Mohr-Coulomb (MC) and Mohr-Coulomb Strain-Softening (MC-SS) constitutive models were used. However, due to the lack of strain-softening parameters in HB-GSI approach only MC constitutive model was in that case.

4.3 Parameter test

Table 5 shows the cases tested to observe how the presence of the blast-induced damage zone (BIDZ) affects the induced boundary stresses, the ground displacement and plastic indicators. Since continuum methods do not model failure and fallout, the mentioned parameters are key indicators for potential instability. Table 6 shows the variable parameter set.

Table 5. Model scenarios

Case	Description
Case 0:	Base-case or standard model
Case 1:	Undamaged or BIDZ
Case 2:	Varying Young's modulus of the BIDZ
Case 3:	Varying compressive strength of the BIDZ
Case 4:	Varying tensile strength of the BIDZ
Case 5:	Varying thickness of the BIDZ
Case 6:	Varying overburden thickness
Case 7:	Varying in-situ stress

Table 6. Variable parameter set

Case	Low	Standard	High
Case 0:	–	–	–
Case 1:	–	–	–
Case 2:	8.5 GPa	11.8 GPa	17.8 GPa
Case 3:	8.8 MPa	12.7 MPa	26.8 MPa
Case 4:	0 MPa	0.2 MPa	0.4 MPa
Case 5:	0.1 m	0.5 m	1.0 m
Case 6:	2 m	10 m	20 m
Case 7:	$(\sigma_1 - \sigma_2)$ min	–	$(\sigma_1 - \sigma_2)$ max

5. Results

5.1 Results from parameter analyses

Figures 3 and 4 shows the sensitivity of the parameters tested in terms of percentage variation from the base case values. For the parameter test only the MC model was used and inputs were those derived using the HB-GSI method.

A classification of the parameter sensitivity is shown in Table 7. There is no specific criterion for this classification. It is purely based on how much the magnitude of the differential stresses and displacement vectors vary from the base case observations. The magnitudes of the variation are important in this case. For example, the magnitude of the displacement vectors is in the order of millimeters, which in practical cases will most likely be considered negligible.

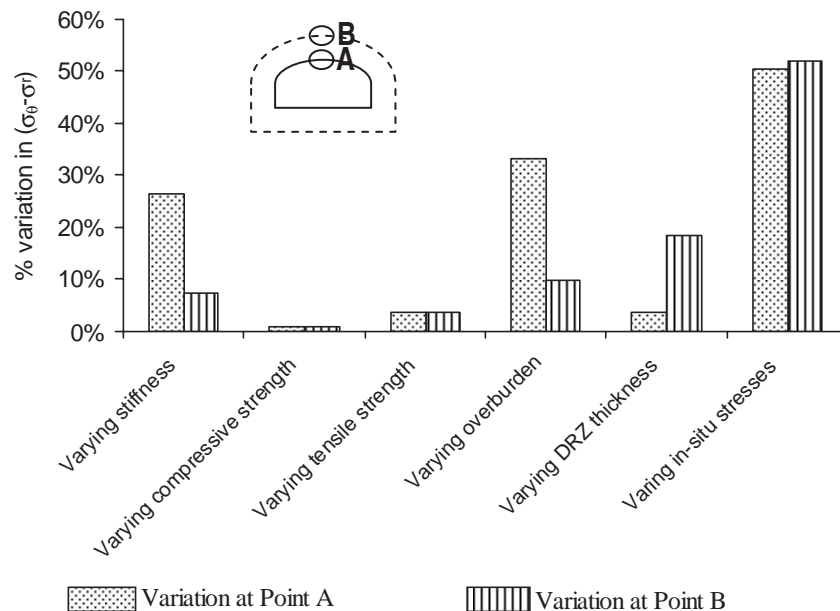


Figure 3. Percentage variation in the differential stress at Points A and B for the scenarios tested.

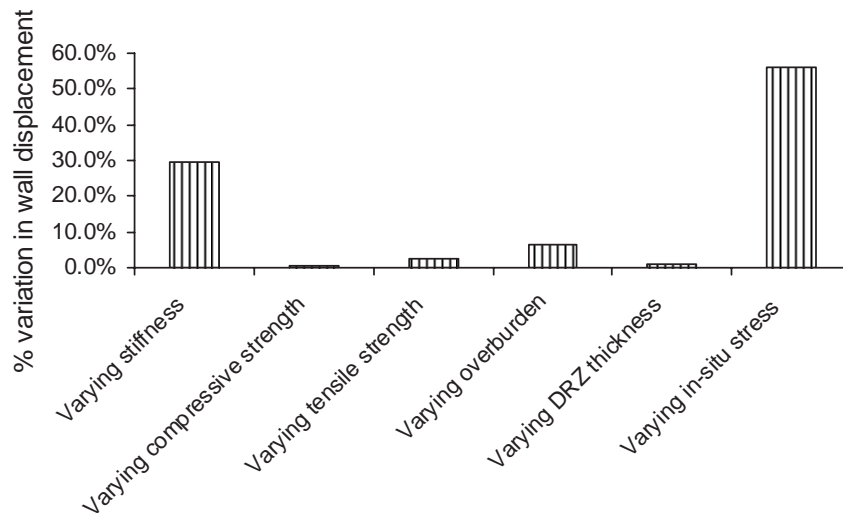


Figure 4. Percentage variation in displacement magnitudes at Point A for the scenarios tested.

Table 7. Classification of parameter sensitivity

Parameter	Sensitivity	
	Differential stress	Displacement
Young's modulus	High ³	High
Compressive strength	Low ¹	Low
Tensile strength	Low	Low
Thickness of BIDZ	Moderate ²	Low
Overburden thickness	High	Moderate
In-situ stress	High	High

¹ <10% variation

² 10-20% variation

³ >20% variation

5.2 Plasticity, potential yield and failure analyses

Tables 8, 9 and 10 show the results of the stress, strain and plasticity evaluations. In Tables 9 and 10 the plastic analyses are presented for inputs obtained by HB-GSI and by PFC, with and without the BIDZ respectively. As noted earlier the MC-SS model was used with the PFC inputs, since the strain-softening parameters were determined in the particle interaction method (see Saiang, 2008).

The stress and strain evaluations shown in Table 8 provide some basic conditions for the potential yield and failure around the tunnel. Tables 9 and 10 are an attempt to show if the plastic indicators conform to the basic conditions provided in Table 8. It can be seen that the plastic yielding in the case where MC model is used with inputs from HB-GSI method is quite extensive. This is irrespective of where there is BIDZ or not (see Tables 9 and 10). This is due to very low tensile strength of the rock mass estimated by HB-GSI method. However, when MC model is used with the inputs derived from PFC models, the plasticity is restricted to the region where the volumetric strain exceeds 0.05% and also conforms well to region A (see Table 9). There is no yielding in the roof and the floor in the absence of the BIDZ (see Table 10). When the MC-SS model is used with inputs derived from PFC models, the yielding is sensitive to the presence of the BIDZ, but it is similar to MC model result in the absence of the BIDZ (see Tables 9 and 10).

Table 8. Stress and strain analysis

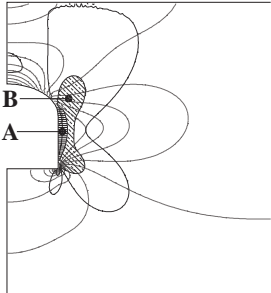
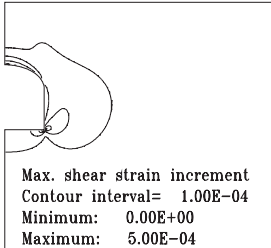
Stress analysis	Potential yield and failure mechanisms base on stress analyses	Strain analysis	Failure mechanisms based on strain analyses
	<p>Tensile yield will occur in Regions A and B since the estimated value of the tensile strength has been exceeded.</p> <p>Mathematically the stress-strength relation for the regions are:</p> <p>A: $\sigma_3 < \sigma_t$ and $\sigma_1 < 0$</p> <p>B: $\sigma_3 < \sigma_t$ and $\sigma_1 > 0$</p>	 <p>Max. shear strain increment Contour interval= 1.00E-04 Minimum: 0.00E+00 Maximum: 5.00E-04</p>	<p>The maximum value of volumetric strain is 0.05% and coincides with Region A. Saiang (2008) showed by synthetic rockmass approach that this value is critical for the rockmass type simulated in this paper.</p>

Table 9. Plasticity analysis with BIDZ

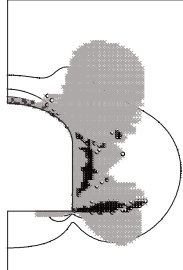
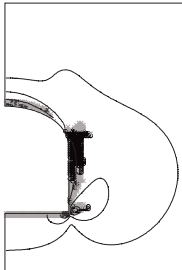
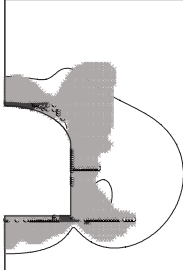
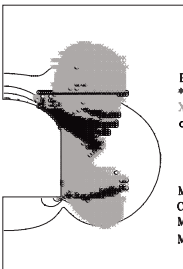
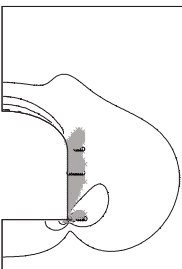
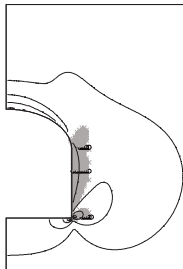
MC with inputs from HB-GSI method	MC with inputs from PFC models	MC-SS with inputs from PFC models
<p>Ground surface</p>  <p>Plasticity Indicator * at yield in shear or vol. X elastic, at yield in past o at yield in tension</p> <p>Max. shear strain increment Contour interval= 1.00E-04 Minimum: 0.00E+00 Maximum: 5.00E-04</p>	<p>Ground surface</p>  <p>Plasticity Indicator * at yield in shear or vol. X elastic, at yield in past o at yield in tension</p> <p>Max. shear strain increment Contour interval= 1.00E-04 Minimum: 0.00E+00 Maximum: 5.00E-04</p>	<p>Ground surface</p>  <p>Plasticity Indicator * at yield in shear or vol. X elastic, at yield in past o at yield in tension</p> <p>Max. shear strain increment Contour interval= 1.00E-04 Minimum: 0.00E+00 Maximum: 5.00E-04</p>

Table 10. Plasticity analysis without BIDZ or no damage

MC with inputs from HB-GSI method	MC with inputs from PFC models	MC-SS with inputs from PFC models
<p>Ground surface</p>  <p>Plasticity Indicator * at yield in shear or vol. X elastic, at yield in past o at yield in tension</p> <p>Max. shear strain increment Contour interval= 1.00E-04 Minimum: 0.00E+00 Maximum: 5.00E-04</p>	<p>Ground surface</p>  <p>Plasticity Indicator * at yield in shear or vol. X elastic, at yield in past o at yield in tension</p> <p>Max. shear strain increment Contour interval= 1.00E-04 Minimum: 0.00E+00 Maximum: 5.00E-04</p>	<p>Ground surface</p>  <p>Plasticity Indicator * at yield in shear or vol. X elastic, at yield in past o at yield in tension</p> <p>Max. shear strain increment Contour interval= 1.00E-04 Minimum: 0.00E+00 Maximum: 5.00E-04</p>

6. Discussion and conclusions

- Although the effects and consequences of the blast-induced damage are evident, with major implications on safety and cost, it is nevertheless still difficult to assess ways to control damage due to blasting. The overbreak approaches to assess blast-induced damage do not account for the inherent properties of the damaged rock and hence its competence. The parameters that relate to competence and thus stability are the strength and stiffness. These parameters are difficult to measure, but numerical methods can be used to assess them.
- The continuum method does not simulate failure. Therefore, the yielded elements are not the representation of the actual failure, but rather show the areas where the strengths, compressive or tensile, have been exceeded (see Saiang and Nordlund, 2007a). Saiang & Nordlund (2007a) showed that the volumetric strain is a better indicator for failure. This is also indicated by the plots in Tables 9 and 10.
- It is clear that the values chosen as inputs for the rock mass strength significantly affected the yield characteristics of the rock mass around the tunnel. This can be seen from distinct difference in the yield behaviour with inputs obtained from HB-GSI and PFC, although both were modelled using MC. It was also clear that the tensile strength is the most important strength component, which is far underestimated by the HB-GSI empirical method. At least this is the case for the rock mass type analysed in this paper.
- MC-SS model appeared to be very sensitive to the presence of the blast-induced damage zone. The yield characteristic associated with the MC-SS model conforms logically to the nature and characteristics of the blast-induced damaged rock described in section 3.0. The MC-SS model also show yield patterns that conforms to the initial yield concept (e.g. Eberhardt et al., 1998), where tensile failure occurs at small strains (0.04 to 0.05% in this case) and then compressive shearing at higher strains (~0.3 to 0.4% in this case). Furthermore, the MC-SS show yielding that conforms well to the volumetric strain plot, where dilation occurs in the tunnel wall (indicated by positive strain values) and compressive shear in the roof and floor (indicated by negative strain values).

Acknowledgement

Acknowledgement is made to Banverket for funding the study.

References

- Andersson, P., 1992. Excavation disturbed zone in tunneling. SveBeFo Report No. 8 Swedish Rock Engineering Research, Stockholm.
- Diederichs, M.S. and Kaiser, P.K., 1999. Stability of large excavations in laminated hard rock masses: the voussoir analogue revisited. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(1): 97-117.
- Eberhardt, E., Stead, D., Stimpson, B. and Read, R.S., 1998. Identifying crack initiation and propagation thresholds in brittle rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(2): 222-233.
- Forsyth, W.W. (Editor), 1993. A discussion on the blast induced overbreak around underground excavations. *Rock Fragmentation by Blasting, FRAGBLAST-4*, 161-166 pp.

- Holmberg, R. and Persson, P.-A., 1980. Design of tunnel perimeter blasthole patterns to prevent rock damage. *Transc. Inst. Min. Metall.*: A37-A40.
- Itasca, 2004. PFC2D 3.10. Itasca Consulting Group, Minnesota.
- MacKown, A.F., 1986. Perimeter controlled blasting for underground excavations in fractured and weathered rocks. *Bull. Assoc. Engg. Geol.* , XXIII(4): 461-478.
- Olsson, M. and Bergqvist, I., 1993. Crack lengths from explosives in small diameter holes. SveBeFo Report No. 3, Swedish Rock Engineering Research, Stockholm.
- Olsson, M. and Bergqvist, I., 1995. Crack propagation in rock from multiple hole blasting - Part 1. SveBeFo Report No.18, Swedish Rock Engineering Research, Stockholm.
- Oriad, L.L., 1982. Blasting effect and their control. In: W. Hustrulid (Editor), *Underground Mining Methods Handbook*. Soc. Mining Engg., AIME, New York, pp. 1590-1603.
- Ouchterlony, F., 1997. Prediction of crack lengths in rock after cautious blasting with zero interhole delay. *International Journal for Blasting and Fragmentation*, 1: 417-444.
- Persson, P.-A., Holmberg, R. and Lee, J., 1996. *Rock Blasting and Explosives Engineering*. CRC, Tokyo, 265-285 pp.
- Plis, M.N., Fletcher, L.R., Stachura, V.J. and Sterk, P.V., 1991. Overbreak control in VCR stopes at Homestake mine, 17th Conference on Explosives and Blasting Res., ISEE, pp. 1-9.
- Raina, A.K., Chakraborty, A.K., Ramulu, M. and Jethwa, J.L., 2000. Rock mass damage from underground blasting, a literature review, and lab- and full scale tests to estimate crack depth by ultrasonic method. *FRAGBLAST-International Journal for Blasting and Fragmentation*, 4: 103-125.
- Ricketts, T.E., 1988. Estimating underground mine damage produced by blasting, 4th Mini Symp. on Explosive and Blasting Res., Soc. Explosive Engg., Anaheim, California, pp. 1-15.
- Robertson, A.M., 1973. Determination of joint populations and their significance for tunnel stability. *Transactions of the Society of Mining Engineers of AIME*, 254(2): 135-139.
- Saiang, D., 2004. *Damaged Rock Zone Around Excavation Boundaries and its Interaction with Shotcrete*. Licentiate Thesis, Luleå University of Technology, 121 pp.
- Saiang, D., 2008. Determination of specific failure envelope via PFC and its subsequent application using FLAC, To published in the Proceedings of 1st International FLAC/DEM Symposium in Numerical Modeling, Minneapolis, MN, USA.
- Saiang, D. and Nordlund, E., 2007a. Failure Mechanisms around shallow tunnels in brittle rock, 11th International Society of Rock Mechanics Symposium, Lisbon, Portugal.
- Saiang, D. and Nordlund, E., 2007b. Numerical Analyses of the Influence of the Blast-Induced Damaged Rock Around Shallow Tunnels in Brittle Rock. *Rock Mechanics & Rock Engineering*, In review.
- Stephansson, O., 1993. Rock stress in the Fennoscandian shield. In: J.A. Hudson (Editor), *Comprehensive Rock Engineering*. Pergamon Press, pp. 445-459.

DEFORMATIONSMÄTNINGAR OCH OBSERVATIONSMETODEN - EXEMPEL FRÅN STRENERGERTUNNELN

Deformation monitoring and the observational method – examples from the Strenger tunnel

*Håkan Stille, Institutionen för Bygghvetenskap, avdelningen för Jord- och Bergmekanik
Mats Holmberg, Tunnel Engineering AB*

Sammandrag

Anvisningarna i Eurokod EN 1997-1 om observationsmetoden gör gällande att man behöver visa att konstruktionens faktiska beteende ligger inom gränserna för det acceptabla beteendet. Det betyder i en tunnel att mätningar behöver utföras i en sådan omfattning att vi blir rimligt säkra på tunnelns beteende mellan mätsektionerna. I denna studie diskuteras hur man med hjälp av punktkriging och ett variogram kan skatta förväntad tunneldeformation i en viss sektion utifrån ett antal uppmätta värden i närliggande sektioner. Ur beräkningarna erhålls dels den förväntade deformationen, dels det skattade felet i uttryckt som funktion av förväntad standardavvikelse. Det betyder att vi kan erhålla svar på frågan om hur stor sannolikhet det är att deformationen skall vara mindre än gränsen för acceptabelt beteende. Om vi antar att deformationerna är normalfördelade, vilket det är rimligt att göra, kan vi på sedvanligt sätt beräkna sannolikheten för att den ansatta gränsen skall innehållas. Vi ser här att det med hjälp av geostatistik är möjligt att skapa en koppling mellan observationsmetoden och normal säkerhetsanalys (sannolikhetsbaserad dimensionering).

Summary

According to Eurocode, EN 1997-1 concerning the observational method it is a requirement to show that the actual behaviour of the structure lies within the acceptable limits. To assess the rock mass behaviour in tunnel excavation it is necessary to carry out monitoring in such an extent that uncertainties about the behaviour between the monitoring sections are reduced to a reasonable level. This paper discusses the use of ordinary kriging and variograms to estimate the deformation in a certain tunnel section based on monitoring data from nearby sections. The calculation returns the value of deformation and the modelled error variance. In essence, this makes it possible to assess the probability for that the deformation lies within the limit of acceptable behaviour. Assuming that the deformation follows a normal distribution, which is reasonable, it is relatively simple to quantify the probability. The study shows by applying geostatistics that it is possible to link the observational method with reliability analysis (probabilistic methods).

Inledning

I Sverige finns begreppet aktiv design som en accepterad metod för dimensionering av komplicerade konstruktioner i berg, se Stille (1986). Grunderna i aktiv design är att upprätta en preliminär design, planera åtgärder för oförutsedda händelser, utföra relevanta observationer under byggandet och fastlägga slutgiltig design genom aktiv anpassning till aktuella förhållanden. Metoden är baserad på de grundläggande tankarna om observationsmetoden som presenterats av Terzaghi och Peck. Stille (1986) beskriver hur aktiv design framgångsrikt an-

vänts i ett antal komplicerade svenska bergprojekt. De viktigaste faktorerna för att uppnå fördelar gentemot en fix design är att betrakta initial design som preliminär och aktivt använda möjligheten att anpassa designen i relation till aktuella förutsättningar. Det betonas att anpassningen avser både ökade och minskade förstärkningsmängder.

Att observationsmetoden numera är en allmänt accepterad designmetod visas av att den är en av de tillåtna designmetoderna enligt Eurokod, se Holmberg och Stille (2007). Det ger på ett annat sätt än tidigare möjligheter att hantera designsituationer där dimensionering baseras på osäkra indata och osäkra beräkningsmodeller. Genom att formalisera grundtankarna i aktiv design kan osäkerheter reduceras genom att analysera och utvärdera observationerna under utförandet. För många typer av geokonstruktioner, speciellt för design av konstruktioner i berg, kommer därför observationsmetoden i större utsträckning än tidigare att vara ett realistiskt och intressant alternativ för dimensionering, och i vissa komplexa fall kanske den enda tänkbara metoden. För allmän information om sannolikhetsbaserad dimensionering se Stille et al (2003), Ang och Tang (2007), Baecher och Christian (2003) eller Christian (2004).

I EN 1997-1 anvisningar gällande observationsmetoden står följande (fritt översatt).

1. När det är svårt att förutsäga det geotekniska beteendet kan det vara lämpligt att applicera det tillvägagångssätt som benämns observationsmetoden, där designen granskas och revideras under konstruktionens uppförande.
2. Följande krav ska vara uppfyllda innan byggandet startar:
 - Gränser för acceptabelt beteende ska upprättas.
 - Intervall för möjligt beteende skall fastläggas och det ska visas att det finns en acceptabel sannolikhet för att det faktiska beteendet ska vara inom de fastställda gränserna för acceptabelt beteende.
 - En kontrollplan skall utarbetas som kan visa om det faktiska beteendet ligger inom gränserna för det acceptabla beteendet. Kontroller ska ske i god tid och med tillräckligt korta intervall för att möjliggöra att framgångsrika åtgärder kan vidtagas.
 - En åtgärdsplan skall utarbetas som kan användas om mätningarna visar på att konstruktionen inte uppför sig som förväntat.
3. Under konstruktionens uppförande skall kontroller utföras som planerat.
4. Resultaten från kontrollplanen skall utvärderas vid lämpliga skeden och planerade åtgärder skall utföras om gränserna för beteendet överskridits.
5. Mätutrustning skall antingen bytas ut eller utökas om de inte tillhandhåller pålitliga data av rätt slag eller i tillräcklig omfattning.

Från detta kan vi dra slutsatsen att tre viktiga faktorer måste vara uppfyllda

- Vi måste via mätningar kunna studera tunnelns kritiska beteende.
- Vi måste mäta i en sådan omfattning att vi är rimligt säkra på att tunnelns beteende mellan mätsektionerna.
- Vi måste kunna jämföra det kritiska beteendet med en acceptabel gräns.

Syftet med detta bidrag är att diskutera den mellersta frågeställningen och visa hur det kan utföras utifrån ett exempel från Strengertunneln i Österrike. Vi förutsätter att den uppmätta rörelsen av tunnelns tak är ett bra mått för att bedöma stabiliteten. Vidare att vi kan sätta upp en kritisk gräns. I princip motsvaras den av maximal tillåten tangentiell töjning av den utförda sprutbetongförstärkningen. Vi har vidare förutsatt att mätfelet är försumbart i förhållande till uppmätta deformationer.

En stokastisk modell av tunnelns deformationer

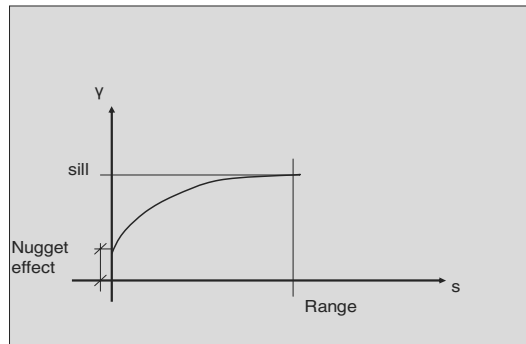
Genom att dela in tunneln i domäner med liknade bergmekaniska förutsättningar kan vi påstå att tunnelns deformationer i medel inte ändras om vi förflyttar oss en sträcka, s , längs tunneln. Vidare är det rimligt att anta att variansen i deformationerna bara beror på avståndet mellan punkterna och inte av det exakta läget (Andersson et al 1984). Detta kan matematiskt uttryckas som

$$E([H(x+s) - H(x)]^2) = 2\gamma \quad (1)$$

Funktionen $\gamma(s)$ kallas variogram. Den är uppenbarligen ett mått på den rumsliga variationen eftersom den uttrycker den genomsnittliga skillnaden i deformationer för två sektioner som befinner sig s meter från varandra.

Variogrammet uttrycker den rumsliga variationen. Två mätsektioner mycket nära varandra kommer troligtvis att uppvisa en liknade deformation medan punkter tillräckligt långt bort kommer att variera mera och i stort sätt oberoende av avståndet. Variogrammet beskrivs med begrepp såsom "sill, range och nugget effect", se figur 1.

Strikt måste $\gamma(s)$ skattas från observationer inom vår domän. Praktisk innebär detta att man grupperar data i klasser (intervall) och räknar ut medelavståndet för intervallen för vilken variogrammet beräknas. För att kunna använda metoden innan vi börjar mäta måste vi skaffa oss ett erfarenhetsvariogram, vilket är en viktig forskningsuppgift.



Figur 1 Exempel på variogram med förklaringar av dess nyckelbegrepp.

För att skatta deformationerna i en godtycklig vald sektion kan vi användas oss av något som kallas för punktkriging. Kort innebär det att vi antar att den sökta deformationen, v , är en viktad linjärkombination av våra uppmätta värden v_i . Dessa värden skall väljas så att felet minimeras och blir därmed beroende på variogrammet i fråga. Vi får då ett linjärt ekvationssystem, (det så kallad krigingsystemet) som kan lösas.

$$\sum_{j=1}^n \varpi_j \cdot \gamma_{ij} - \mu = \gamma_{i0} \rightarrow \forall i = 1, \dots, n \quad (2)$$

$$\sum_{i=1}^n \varpi_i = 1 \quad (3)$$

Där μ är en s.k. Lagrangemultiplikator, ϖ är de sökta vikterna och γ_{ij} är värdet på variogrammet för avståndet s_{ij} mellan punkterna i och j . Vidare är γ_{i0} variogrammets värde för avståndet s_{i0} mellan mätpunkt i och den sökta sektionen. Vår uppskattning av uppförandet, v , i vår sökta sektion blir

$$v(x_0) = \sum_{j=1}^n \varpi_j \cdot v_j \quad (4)$$

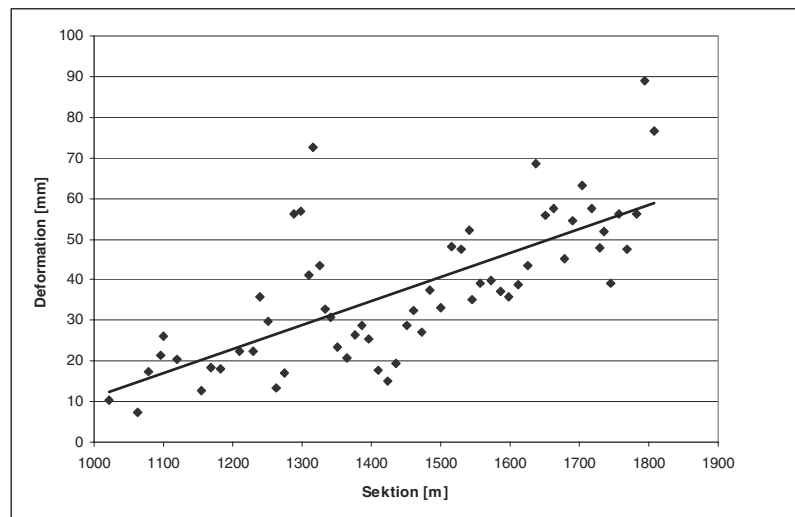
Och variansen blir

$$\sigma^2 = \sum_{i=1}^n \varpi_i \cdot \gamma_{i0} + \mu \quad (5)$$

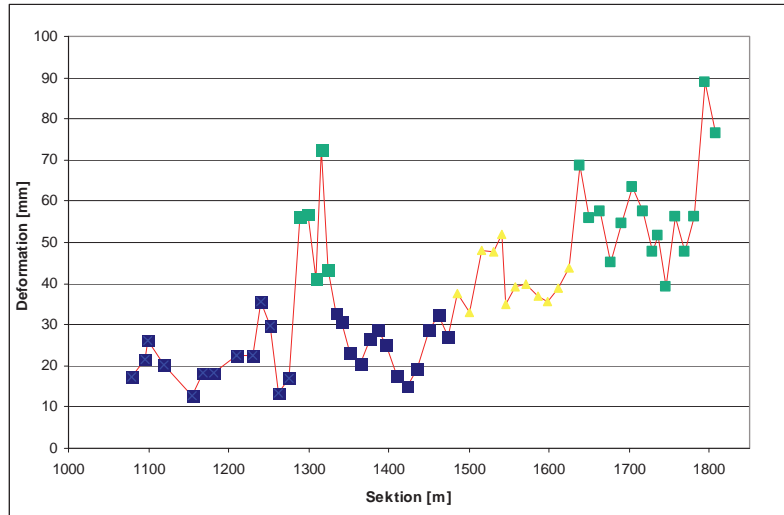
Vi ser i ekvation 5 att variansen går mot noll när vi närmar oss en mätsektion eftersom $\gamma(s)$ går mot noll. Vidare att variansen är oberoende av mätvärdena vilket innebär att man innan man börjar att mäta kan uppskatta nyttan av att göra mätningar. Även nyttan av alternativa placeringar av mätsektionerna kan diskuteras.

Resultat från deformationsmätningar i Strengertunneln

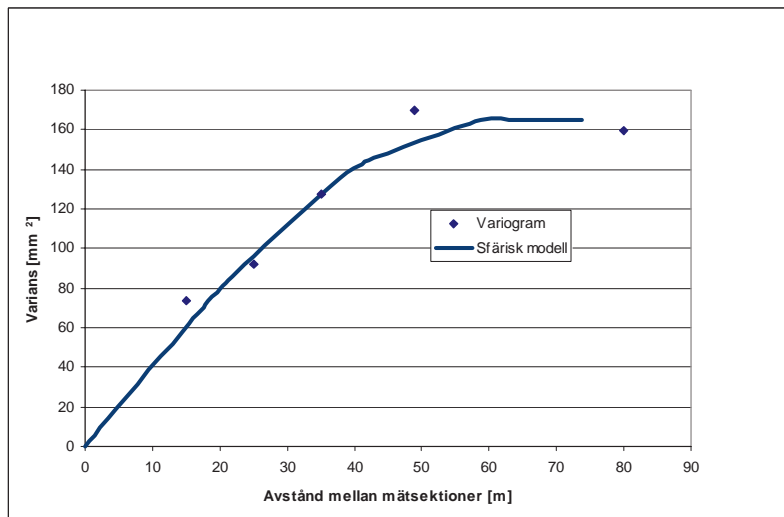
I samarbete med Tekniska Högskolan i Graz institutionen för Bergmekanik och Tunnelbyggnad har vi fått möjlighet att studera en 800 m lång sträcka av Strengertunneln. Man har där utfört 64 mätsektioner, Schubert (2007). I vårt fall redovisar vi mätningar av takets deformationer vilket får anses utgöra en god indikator på tunnelns uppförande. Bergförhållanden har klassats som relativt lika. Tunneln ligger på ca 500 m djup. Trots det uppvisar mätningarna en tydlig trend, det vill säga deformationerna ökar med ökande längdmätning, se figur 2. En alternativ tolkning är att vi har ett antal olika domäner. Den geologiska förklaringen har vi ej studerat utan i vi har bara accepterat att vi har flera domäner, se figur 3.



Figur 2. Resultat från deformationsmätningarna som funktion av mätsektionens läge.



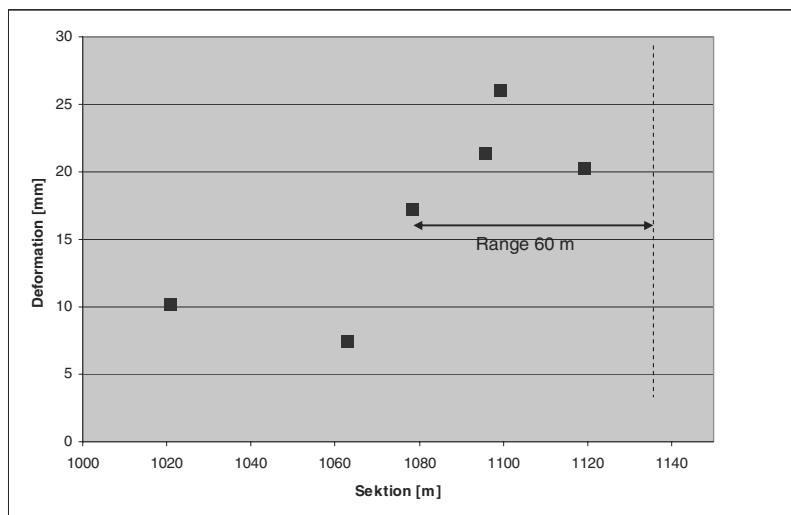
Figur 3. Försök till uppdelning i domäner utifrån uppmätta värden.



Figur 4. Uppskattat variogram för tunnelns deformationer givet att domänindelningen beaktas.

Vi kan då beräkna variogrammet utifrån att vi vet vilken domän vi befinner oss i, se figur 4. Det utgör ett mått på den rumsliga variationen. Vi kan se att det som kallas "range" är ca 60 m, det vill säga mätsektioner på större avstånd är oberoende av varandra. Taket på variogrammets värde är ca 165 mm^2 vilket betyder att standard avvikelserna för okorrelerade mätningar är 13 mm. Vi kan också anpassa en kurva till våra beräknade varianser. I detta fall har vi använt oss av vad som kallas en sfärisk modell. Notera att redan på ca 10 m avstånd finns det en inte försumbar varians. Detta betyder att närbelägna mätsektioner är mindre starkt korrelerade till varandra.

På basis av detta kan vi nu svara på frågor om vilken deformation vi kan förvänta oss i en godtycklig sektion och hur bra denna uppskattning är. För belysa detta har vi valt att uppskatta deformationerna i sektion 1137. Vi har 4 stycken mätningar att bygga vår analys på, se figur 5.

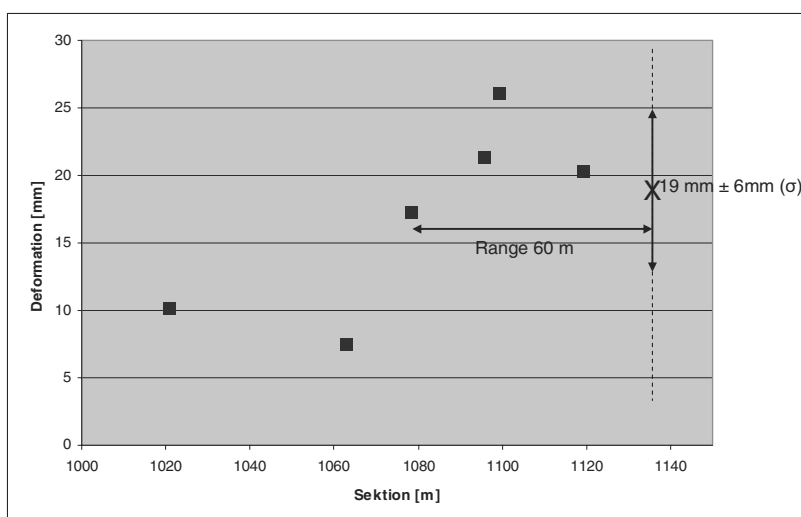


Figur 5. Utförda mätningar för att skatta deformationen i sektion 1137.

Tabell 1 Beräknade vikter och uppskattade deformationer

Sektion	1078	1096	1099	1119	Beräknad 1137
Deformation	17 mm	22 mm	26 mm	20 mm	19 mm
Beräknad vikt	23 %	-6 %	-5 %	87 %	

Baserat på ovanstående ekvationer har vi beräknat den förväntade deformationen till 19 mm. Uppskattning av variansen uttryckt i förväntad standardavvikelse är 6 mm. Resultatet av beräkningarna redovisas dels i tabell 1, dels i figur 6. I tabellen redovisas också beräknade vikter för de olika mätsektionerna. Värt att notera är att mätningarna i sektion 1096 och 1099 erhåller negativa vikter och att de också är små.



Figur 6. Uppskattad deformation i sektion 1137.

Slutsatser

Vi har här visat hur man med hjälp av geostatistik kan beräkna förväntade tunneldeformationer utifrån ett antal uppmätta värden. Det förutsätter att man vet den rumsliga variationen. Vi har i detta fall uppskattat den från utförda mätningar. Vi kan beräkna dels den förväntade deformationen, dels uppskatta felet i vår uppskattning uttryckt i förväntad standardavvikelse. Det betyder att vi kan svara på frågan hur stor sannolikhet det är att deformationen skall överstiga den av oss satta acceptabla gränsen. Om vi antar att deformationerna är normalfördelade, vilket det är rimligt att göra, kan vi beräkna sannolikheten att vi skall överskrida gränsen på sedvanligt sätt. Vi kan se här att vi kan skapa en koppling mellan observationsmetoden och normal säkerhetsanalys (sannolikhetsbaserad dimensionering).

Referenser

- Andersson J., Olsson I. och Stille H. (1984) Beslutsmodeller för förundersökningar-Bergytebestämning med kriging. Stockholm, BeFo
- Ang, A., Tang,W. 2007. Probability concepts in engineering. 2nd edition. John Wiley & Sons, New York
- Baecher, G.B., Christian, J.T. 2003 Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Wiley & Sons, New York
- Christian, J.T., 2004. The thirty-ninth Karl Terzaghi lecture. Geotechnical Engineering reliability: How well do we know what we are doing? *J. of Geotech. and Geoenv. Eng.*, October.
- Holmberg, M., Stille, H., 2007 Observationsmetodensgrunder och dess tillämpning på design av konstruktioner i berg. (in Swedish) SveBeFo rapport 80
- Stille, H., Andersson,J. and Olsson, L. 2003 Information based design in rock engineering. SveBeFo rapport no 61. Stockholm, Sweden
- Schubert W. 2007 Personlig kommunikation.

ERFARINGER FRA TUNNELRAS, HANEKLEIVA

Experiences related to tunnel collapse, Hanekleiva

Ruth Gunlaug Haug, Statens vegvesen Vegdirektoratet

Innledning

2. juledag 2006 skjedde det som ingen trodde var mulig i norske tunneler. Et større nedfall fra heng, 250 m³, raste ned i veibanen. Til all lykke skjedde dette på årets stilleste tidspunkt, natt til andre juledag. Derfor ble ingen skadet i ulykken. Raset førte til at tunnelen samt 6 andre tunneler på samme vegstrekning ble stengt i et halvt år. Erfaringene knyttet til raset har også ført til en omfattende gjennomgang av prosedyrer, regelverk og rutiner knyttet til tunnelbygging og tunnelinspeksjon, både for Statens vegvesen internt og for bransjen. Det norske tunnelprinsippet om at berget er vårt byggemateriale står fast.

Hanekleiva er en to-løps tunnel på 1750 m lengde på E18 sørvest for Oslo. Den ble åpnet i 2001 sammen med 6 andre bergtunneler som ble bygget i perioden 1996-1999. Arbeidet ble utført både i egenregi og med bruk av entreprenører. Tunnelene har i tillegg til bergsikring, vann- og frostsikring bestående av veggelementer på 3,5 m høyde og PE-skum med sprøytebetong i heng. Geologien i Hanekleivtunnelen består av sandstein og syenitt.

Summary

On mid night Dec 26. 2006 there was a rock slide in Hanekleiva tunnel at E18, the main road from Oslo and southwards. 250 m³ solid rock fell from the tunnel ceiling. Due to the time of accident, no one was injured. As a consequence, 7 tunnels where closed for repair for six months. There has also been a thoroughly check on the methods and routines related to tunnel construction and maintenance. The Norwegian method using the rock as the construction material for tunnels is kept in practice.

Hanekleiva tunnel is a double tube tunnel, 1750 m long. It was opened in 2001. In addition to rock support, the tunnels have water- and frost protection according to the guidelines. This is concrete lining in the walls and the ceiling covered with PE foam, fireprotected with shotcrete.

Årsaker

Denne artikkelen diskuterer ikke i vesentlig grad årsakene til raset, men har fokus på de erfaringer Statens vegvesen og den norske tunnelbransjen har gjort med erfaring i raset.

Selve raset ble forårsaket av en svakhetssone med svelleleire og dypforvitret bergart. Svelleleire (smektitt) med tilført fuktighet førte til raset som gikk på skrått over tunnelen i ca 25 m bredde, avgrenset av en forkastning med steilt fall. Sidebergarten er massiv syenitt med få sprekker. Utførte tester viser en middels aktiv svelleleire. XRD-analyser viser saponitt og montmorillonitt m.fl.

Undersøkelsene har vist at sonen var kjent på planstadiet og at forundersøkelsene var gode nok. Prosessen etter raset har påvist at geologisk oppfølging i tunnelen under driving var

mangelfull. Det førte til at bergsikringen var undervurdert og dermed at sikringsomfanget ikke var tilstrekkelig. Dokumentasjonen av sikringsarbeidene var også mangelfull.

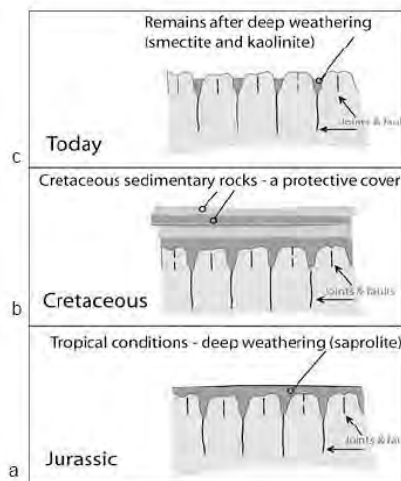
På grunn av en relativ ny organisasjonsstruktur var ansvarsforholdene mellom byggherre-rolle og entreprenør-rolle uklare. Organisasjonsstrukturen ble avvirket i 2003, da produksjonsdelen ble utskilt fra Statens vegvesen.

Som enda et uheldig element, var heller ikke drift- og vedlikeholdskontrakten tydelig på periodisk inspeksjon av sikringsarbeidene.

Dypforvitring

Dypforvitring er et kjent fenomen i norsk tunneldrift, spesielt innen kraftverksbygging finnes erfaringer med dette. Originale feltspatmineraler har blitt erstattet med leirmineraler etter en prosess som startet for ca. 150 mill år siden, i Jura-tiden. En dypforvitret bergart framstår som hard og fast under driving, men går i oppløsning når den eksponeres for fuktighet og vann. Forholdene bak våre tunnelhvelv gir et konstant fuktig miljø. Raset i Hanekleivtunnelen kom 8 år etter tunnelåpning. I Oslofjordtunnelen skjedde et tilsvarende, men mindre ras 3 år etter åpning.

NGU, Norges geologiske undersøkelser, med bidrag fra Statens vegvesen har prøvd ut et nytt verktøy for regional kartlegging av områder med mulig dypforvitring. Metoden kombinerer topografi og lavmagnetiske områder. Et kart over området rundt Oslofjorden ble utgitt høsten 2006. Raset oppstod i et område tolket som mulig utsatt for dypforvitring. Foreløpige studier tyder på at sør-Norge og delvis Sverige kan være utsatt for slike prosesser.



Figur 1 dypforvitring

Reparasjon

Inspeksjon av bergsikringen ble utført bak hvelv i alle syv tunnelene. Dette var en svært krevende jobb. Flere områder med ustabil berg ble avdekket. Alle tunnelene ble stengt for reparasjoner og omkjøringsveier ble etablert. Totalt er det 11 km bergtunnel på strekningen, fordelt på syv to-løpstunneler. Mer enn 50 % av tunnellengden har fått en form for tilleggssikring. De fleste reparasjoner foregikk uten å måtte rive eksisterende hvelv, mest på grunn av tidspress og en overbelastet omkjøringsveg.

Reparasjonene foregikk i hovedsak som utstøpning bak eksisterende hvelv eller som bolting gjennom eksisterende hvelv. I noen tilfeller ble det tatt ut "vindu" i heng hvor berget ble sikret med ribber, bolter og sprøytebetong.

Rapporter og arbeidsgrupper

Rapport fra første undersøkelsesgruppe Nilsen 14.2.-07: evaluering av årsak til ulykken.
Arbeidsgruppe i Statens vegvesen med gjennomgang av egne retningslinjer, krav og dagens rutiner, samt utbedringsarbeid. Jan- juni 07
Bransjesammensatt arbeidsgruppe med RIF, MEF, EBA og Statens vegvesen, april-juni.
Rapport Tunnelsikkerhet 11/6-07.
Intern revisjon Statens vegvesen. Rapport 13/06-07.
NA-rundskriv 2007/3 Juli 2007, endringer i retningslinjer og håndbøker.
NA-rundskriv 2007/6, Juni 2007 HMS-føringer knyttet til inspeksjonsarbeid.
Agenda rapport "Statens vegvesens systemer for rapportering og formidling av styringsinformasjon, 15/10-07.

Bransjesamarbeid

Det norske konseptet med tunnelbygging hvor berget brukes som selvstendig byggemateriale videreføres. Sikringsmengder og sikringsomfang anslås ut fra geologiske forundersøkelser som en del av konkurransegrunnlaget. Det endelige omfang og plassering av sikring bestemmes mens tunnelen bygges. I samarbeid har også bransjen kommet fram til nye og utbedrete krav og retningslinjer.

Tiltak

Proessen har medført skjerpede krav og rutiner i de ulike plan og byggefaser. I plan- og prosjekteringsfasene er det innført kvalitetssikringsrutiner for geologiske rapporter og konkurransegrunnlag. Dette gjelder både for metoder og mengder. Spesifisering av kontrollomfang baseres på NS3480 "Geoteknisk prosjektering". Denne vil bli erstattet av Eurocode 7 i løpet av 2 år. Kontrollen følger prosjektet fra planlegging til bygging og inn i driftsfasen.

I byggefasen settes det strengere krav til bemanning i prosjektene. Bemanning og kompetanse skal vurderes ut fra de geologiske utfordringer som forventes. Spesielt er det innført krav til tunnelprosjekter om at det skal være minst én person med ingeniørgeologisk eller bergteknisk kompetanse. Denne skal ha ansvar for at det utføres geologisk registrering og dokumentasjon samt utarbeidelse av teknisk sluttrapport.

Det skal utføres kontinuerlig dokumentasjon av berget og geologien før sprøytebetong påføres. Det legges inn en ny kontraktsbestemmelse som sikrer byggherren tid til å utføre denne jobben. Den endelige utførte bergsikringen skal kontrolleres før vann- og frostsikring monteres.

Tunnelinspeksjon

Dagens inspeksjon av berget er en vanskelig og utfordrende oppgave. Det er ofte trangt og mørkt og krever spesielle HMS-tiltak (Helse, miljø og sikkerhet). For å bedre situasjonen noe for framtidig inspeksjon, utvides profilet med 0,2 m for tunneler med ÅDT > 4000. Det er satt krav til inspeksjonsluker i vann- og frostsikringshvelvet. Profilnummer på bergveggen skal markeres.

Bergsikringen skal ha et slikt omfang at inspeksjoner bare unntaksvis skal avdekke svakheter. Over tid er det imidlertid nødvendig med inspeksjon av nedfall på hvelv og i vegg, sprekker i sprøytebetongen og andre endringer i konstruksjonen. Inspeksjonsrutiner skal være presisert i sluttrapporten og utføres enten som eget arbeid eller lagt inn i funksjonskontrakten. Ettersyn, særtilsyn eller hovedtilsyn beskrives.

Det er innført en rekke tiltak for personsikkerhet ved inspeksjoner bak hvelv. Det er også gjort en del undersøkelser rundt teknisk inspeksjon ved bruk av roboter og kamerateknikk. Dette arbeidet er ikke slutført.

Konklusjoner

Dagens krav og retningslinjer er gode, men det stilles skjerpede krav til gjennomføring og dokumentasjon. Spesielt må dokumentasjon overføres fra prosjektfase til prosjektfase. Også krav til bemanning og kompetanse skjerpes. Det er innført kontroll og kvalitetssikringsrutiner. Det er erkjent at bergsikringen trenger rutinemessig inspeksjon i et livsløp. Det legges vekt på kompetansehevning, gjennom konkrete tiltak som etter- og videreutdanning og tunnelskole. Et forvaltningssystem for tunneler skal utvikles og ses i sammenheng med dagens tunneldokumentasjon.



Figur 2

3D IMAGES IN UNDERGROUND EXCAVATIONS AND THEIR USE FOR ROCK ENGINEERING

*Markus Pötsch & Andreas Gaich, 3G Software & Measurement GmbH., Graz, Austria
Wulf Schubert, Institute for Rock Mechanics and Tunnelling, Graz University of
Technology*

Abstract

A tremendous increase of the application of 3D imaging systems for rock face characterisation takes place since several years together with increasing power and capabilities of computers and digital cameras. This paper gives a brief insight into the characteristics and procedures of modern 3D imaging systems including the field and computer work. The result, a 3D image, is a detailed triangulated model of the rock surface with a photograph draped on used for taking interactive measurements on the rock mass structure. Several examples describe the application of this technology at site and its use for rock engineering centring the emphasis on underground excavations.

1 Introduction

The design and construction of underground structures relies on an appropriate estimation of the ground behaviour which is directly related to the ground properties and influencing factors (Schubert 2004). Prior to excavation detailed information on the ground is only available from geological mapping at the surface, drill cores and/or borehole testing, etc. Thus, the excavation design is among others based on assumptions due to limited access to information. In order to keep the design process consistent and reliable the final design of an underground excavation should consider the actually observed system behaviour and ground properties derived from the encountered conditions.

Nowadays, excavation of underground structures advances rapidly allowing only for a short time span to investigate the encountered ground conditions at the excavation face. Time pressure, inaccessible areas, subjectivity, exposure to hazards, etc. are only a few factors affecting the quality and completeness of the geological and geotechnical documentation works. 3D images are a neat technology to conserve a major part of information which otherwise is lost after excavation proceeds or shotcrete or other linings are applied. Although the technology integrates a lot of know-how and algorithms from photogrammetry, computer vision, digital image processing, etc., it has achieved a state of usability allowing for extensive application at site without the need for detailed remote sensing knowledge.

This paper gives an introduction to 3D imaging technology including its characteristics, required field work and generation of 3D images, computer aided measurements in 3D images and some applications in underground sites.

2 Principles of 3D imaging

2.1 Characteristics

A 3D image is a combination of a real (digital) photograph with the geometric information on the objects it shows. In the actual cases the objects are rock faces and walls. The geometry of the exposed rock mass is reconstructed from digital images using methods of *Photogrammetry* (Slama 1980, Wolf & Dewitt 2000). Stereoscopic photogrammetry deals with the measurement of three-dimensional information from two images showing the same object or surface but taken from different angles. This principle is also referred to as *Shape from Stereo* (see Figure 1). The geometric relationship between two corresponding points in a stereoscopic image pair is used to determine the position of the original object point in space provided we have accurate information on

- the image formation process of the camera (interior orientation determined by camera calibration).
- the camera position and viewing direction when taking the pictures (exterior orientation).

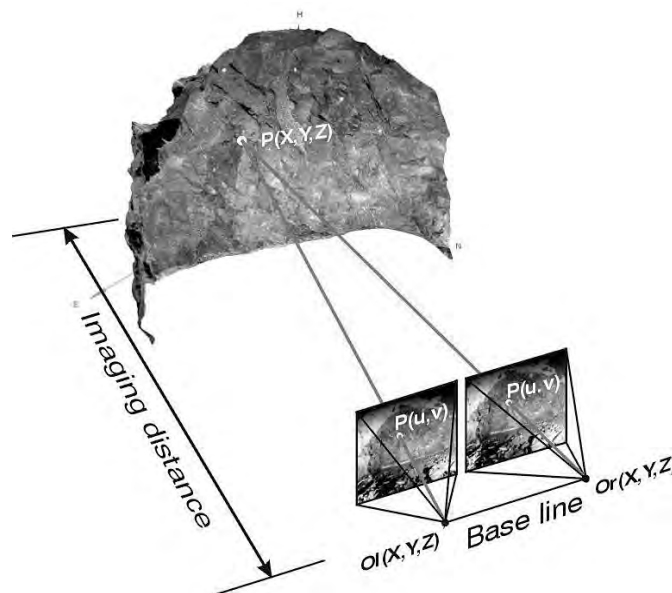


Figure 1. *Shape from Stereo* principle. The geometry of an object can be reconstructed from a stereoscopic image pair. The images show the same object from different angles.

Historically, the first point led to purpose-built cameras relying on mechanically accurate imaging (so-called metric cameras), thus being expensive. The second point was realised either by observation of control points (points with known co-ordinates visible in the image) or by external measurements (Roberts & Poropat 2000) which is also elaborate.

More recent approaches to the same topic are related with the term *Computer Vision* where among others the calibration of off-the-shelf cameras was addressed (Faugeras 1993). The developments within computer vision led to several improvements:

- Zoom lenses can be applied since accurate measurements are possible regardless of the precise knowledge of the focal length of the camera. This significantly eases the usability and increases the flexibility in the field.
- Pictures can be taken freehand since the relative orientation between two images is determined fully automatically without any control points.
- Metric 3D images can be generated by observing an object with known size regardless whether the exterior orientation of that object is known or not.
- If, however, the object's orientation is known, it is possible to transform the 3D image into a fully scaled and orientated co-ordinate frame. Anyhow, no explicit information on the exterior orientation of the camera is required.

2.2 Data collection at site

Modern 3D imaging systems described in this paper benefit from the described characteristics. The steps involved in the site work are outlined below considering the peculiarities in underground excavations.

- Determination of the reference system. Alternatively can be used:
 - Installation of a range pole for local / global co-ordinates
 - Installation and survey of ground control points for global co-ordinates
 - Use of pre-installed targets (global co-ordinates)
- Installation of a light source to illuminate the rock face. Two floodlights at different positions eliminating shadows are preferred.
- If necessary, the rock face should be cleaned from dust and soot.
- Taking two images of the rock face from different positions showing also the reference figures in both images. The length of the base line (Figure 1) should be one fifth to one eighth of the mean imaging distance and almost parallel to the strike of the face.
- Calibration of the imaging system. In underground excavations pre-calibrated cameras showed a good behaviour. Thus, field calibration is avoided easing the application at site. Calibration is crucial for obtaining accurate results. Calibration parameters for the camera – lens assembly (also zoom lens) are determined by observing a regular pattern and determining the deviations in the image (Figure 2

left). Figure 2 right shows the plan view of a drift face and wall comparing the geometry obtained from a calibrated imaging system with one from an uncalibrated imaging system. The comparison highlights the typical angular deviations resulting in errors of the uncalibrated model in the same order of magnitude as the object size.

2.3 Generating a 3D image

Current software packages are capable to compute a 3D image with only minor user interaction. Involved computing steps are:

- Definition of the calibrated imaging system.
- Automatic identification of corresponding image points (image matching) leading to a robust and dense grid of match points.
- Automatic determination of the relative camera orientation based on the robust set of corresponding points.
- Automatic computation of the 3D point cloud using the Shape from Stereo principle.
- Automatic connection of the 3D points to a surface mesh.
- Automatic geometric alignment of image and mesh:

At this stage a so-called generic 3D image is ready, i.e. a 3D image that represents the rock surface qualitatively correctly but has no scale and orientation.

- Introducing scale
Upgrade from a generic 3D image to a metric (scaled) 3D image.

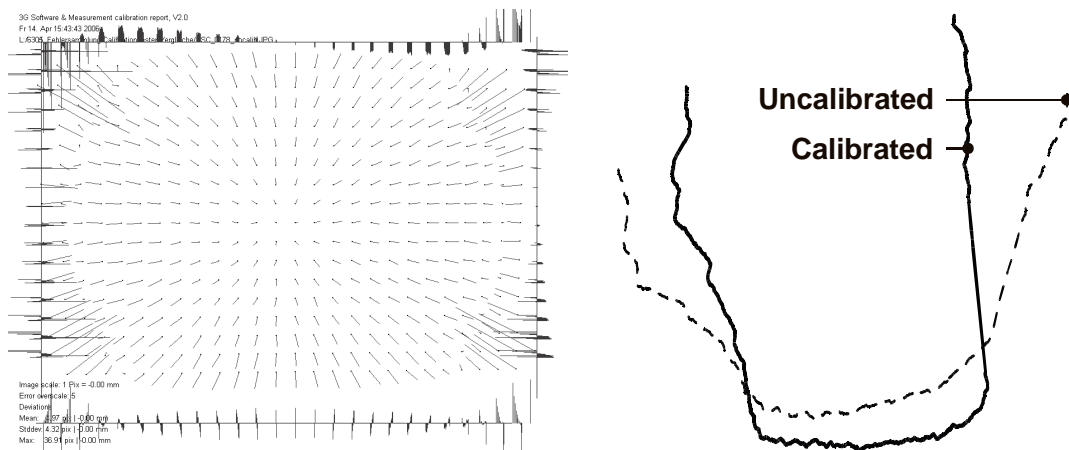


Figure 2. Importance of calibration. Left: Lens distortion (5 times overscaled) of an uncalibrated SLR camera with a 10 mm lens. Maximum deviation is about 40 pixels. Right: Comparison of a tunnel face and wall geometry (plan view) taken with a calibrated (bold) and uncalibrated (dashed) imaging system.

3 Measurements from metric 3D images

3.1 Basic measurements

Measurements from a metric 3D image can be instantly obtained by clicking the identified structure interactively with the computer mouse. The described systems use the integrated 3D mapping software JMX Analyst.

3.1.1 Coordinates and distances

Basic magnitudes are related to surface point measurements (x,y,z coordinates) and the determination of distances between arbitrary surface points which correlates to a virtual tape measure. The tool provides the Euclidean distance, the length along the surface, and the height difference.

3.1.2 Individual orientations

Any location on the 3D image can be touched with a special kind of cursor. It follows the actual 3D shape of the reconstructed surface and changes its pointing direction according to the actual orientation of the surface. In this way orientation measurements are possible corresponding to the application of a compass-clinometer device on any particular location (Figure 3).



Figure 3. Individual orientations directly measured in a 3D image. The arrow is the normal vector of the orientation indicating an overhang (tail) or a non-overhang (spike).

3.1.3 Joint traces and other linear features

The measurement of linear rock mass features such as joints, lithological borders, or strata is performed by marking the visible joint trace on the 3D image. The result of these markings is a three-dimensional poly-line. It consists of 3D surface point measurements. If the 3D poly-line shows a significant change in depth, a plane is automatically fitted to the set of surface points. The orientation of the fitted plane corresponds to the spatial orientation of the discontinuity that was marked, thus the three-dimensional orientation is determined only by marking the joint trace (Figure 4 left).

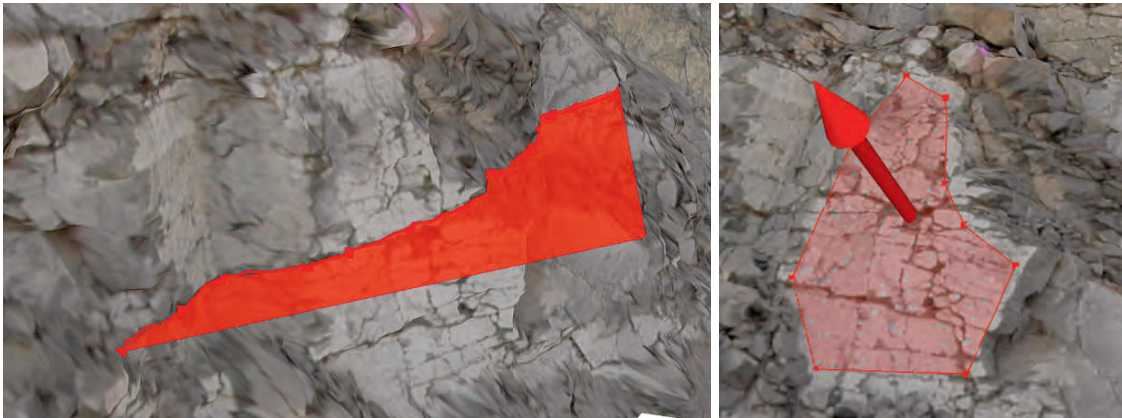


Figure 4. Measurement of linear and area elements from a 3D image. Left: Trace of a discontinuity with orientation (red transparent plane). Right: Discontinuity plane with orientation (arrow).

3.1.4 Joint areas

Areas are regions of similar geological attributes (e.g. lithology or same degree of fracturing) or joint surfaces. When an area is marked, a closed 3D poly-line is defined. Without difficulty it is possible to determine that part of the 3D surface that is inside the marked area. From the marked part the mean orientation is computed and instantly provided as dip angle and dip direction. Figure 4 right shows an example of a marked area and the resulting surface normal that indicates the spatial orientation.

3.2 Rock mass related properties and evaluations

3.2.1 Structure maps

Basic features, such as joints and areas, orientations, as well as coordinates, or distances are combined to structure sets that represent geological units, e.g. a discontinuity set. Structure sets enable to handle various numbers and types of measurements. All structure sets together form the structure map. Figure 5 left shows an example of a 3D

image of a tunnel face and wall with several structure sets marked. Seven structure sets could be identified from this tunnel face.

3.2.2 Hemispherical plots of discontinuity orientations

Each structure set can be instantly visualised in hemispherical plots (stereonet) in order to get an impression of the spatial relationships of the set orientations.

The stereonet also deliver some statistical parameters, such as the spherical aperture or the cone of confidence for each discontinuity set. Figure 5 right outlines such a plot showing the poles of the orientations in different colours, the mean orientation of the structure set, the spherical aperture and the cone of confidence for a defined confidence level. Additional results are the Fisher's constant and degree of orientation. The output is instantly updated when new orientation measurements are applied.

3.2.3 Spacing and trace lengths of discontinuity sets

Structure maps contain inherently the distances between and length of joint traces. Since orientation measurements are also assigned to joints, it is possible to determine the normal spacing between joints traces within a structure set. Spacing terms in this context are referred to as set spacing, normal set spacing, and total spacing according to definitions given in the textbook by Priest (1993).

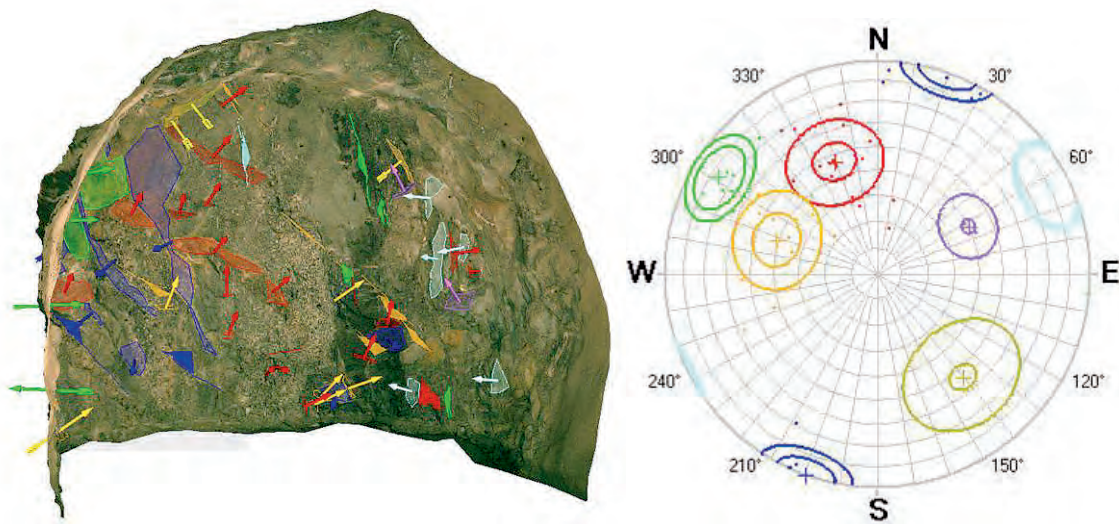


Figure 5. Sketch of an evaluated metric 3D image of a tunnel face. Different colours of the identified structures indicate the various structure sets (left). Stereographic projection (lower hemisphere) of the discontinuity orientations (right).

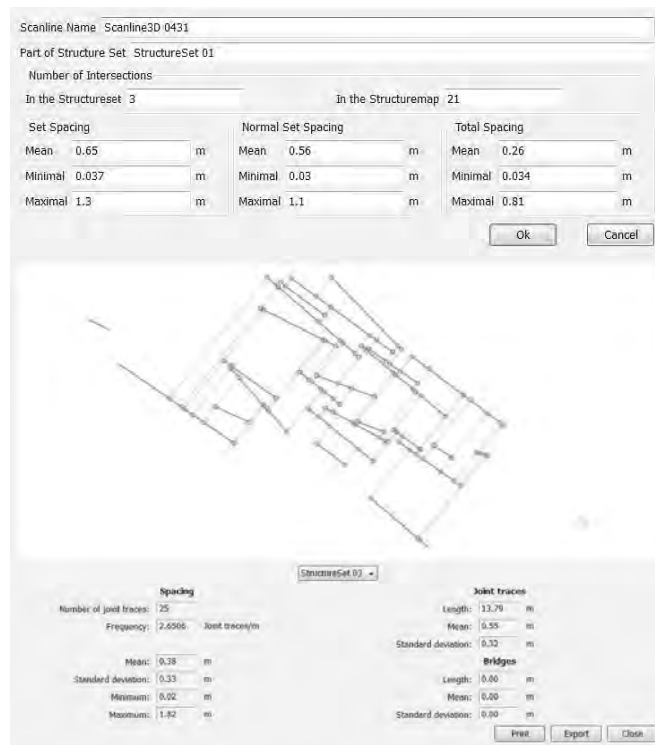


Figure 6. Results for the calculation of the single scan line spacing including set, normal set and total spacing (top). Multiple scan line spacing including trace projections, scan line directions, spacing values, etc.

The software features two possible methods for spacing calculation. The first one is similar to the conventional scan line mapping. The user places a virtual scan line on the 3D image and the software calculates the three mentioned spacing values of the intersected joints. The second method is a multiple scan line spacing. Traces of an entire structure set are projected onto a reference plane. The distance between adjacent discontinuities is measured along scan lines perpendicular to the mean orientation. Figure 6 shows the results of a single scan line calculation and an example of an automatically generated sketch for visually checking the multiple scan line spacing. Since the geometrical properties of the identified structures are evident, the determination of the trace lengths and its associated statistics is trivial.

3.2.4 Roughness

3D images at a sufficiently high resolution can also be used for the determination of discontinuity roughness. The required resolution for measurement of discontinuity roughness is not a deterministic value, but depends on the scale of analysis (waviness vs. surface irregularity at asperity scale). Figure 7, for instance, shows a roughness profile along a discontinuity plane. The point density of the corresponding 3D image has been approximately 1,2 pts/cm². The obtained roughness profiles can then be compared with the standardised profiles, for instance Barton & Choubey (1977).

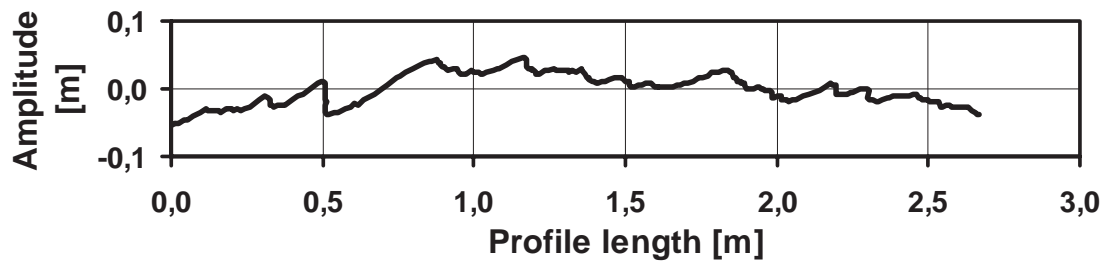


Figure 7. Roughness profile evaluated from a 3D image. The point density is approximately 1.2 pts/cm².

4 Case studies in underground excavations

The preceding sections outlined the basic use of 3D imaging systems and the measurement which can be obtained from 3D images. This section describes the application of the 3D imaging systems JointMetriX3D using a high-resolution panoramic image scanner and ShapeMetriX3D with a conventional calibrated digital SLR camera in underground environments.

4.1 High resolution documentation works for a nuclear waste repository

4.1.1 Project

In Hungary a nuclear waste repository located in a granite complex in the Mórággyi Granite formation is being constructed for the final disposal of low- and intermediate-level radioactive waste. The construction of 1800 m long inclined exploratory access tunnels started at the beginning of 2005. The cross sections are 21 and 25 m², respectively, at a lateral distance of about 30 m (see Figure 8). The tunnels are excavated by drill and blast. Currently the excavation has passed through highly tectonised and fractured rock.

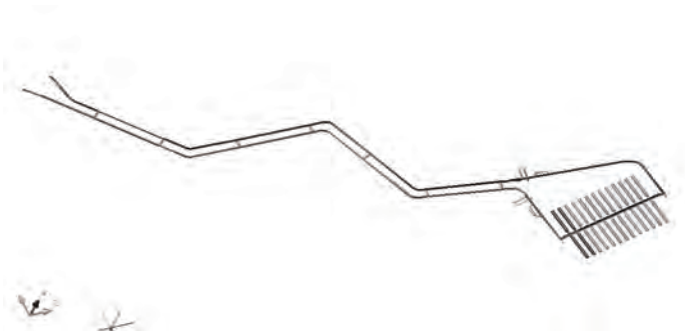


Figure 8. Basic layout of the planned excavation with two inclined access tunnels and an underground research laboratory.

The knowledge of the behaviour of the fractured rock is important for both, designing the layout of the repository and facilitating the daily construction related decisions on site. As the conditions are permanently changing a strict geological data acquisition programme was setup. Pilot core borings are drilled periodically. The analysis of the cores is used to predict the prospective ground conditions ahead.

Additionally, geological mapping of each excavated tunnel face is performed in order to objectively determine the rock mass quality. Two rock mass classification systems are used to specify and determine the rock support category in order to verify and compare results, and deliver the basis for a reliable statistical evaluation. As the classification methods rely on geometric information of the discontinuity network, the image based 3D data acquisition and assessment system JointMetriX3D is used for capturing the actual rock mass conditions of each excavation round.

4.1.2 Imaging system

JointMetriX3D (Gaich et al. 2003) is a measurement system based on a rotating CCD line-scan camera and software components for generating 3D images and allowing geotechnical assessments. The imaging unit mounts on a tripod with a rotation unit acquiring the image line by line while the rotation unit is turning. Digital images of more than 100 Megapixel are possible. The scanning principle allows changing the horizontal field of view (by the rotation unit) independently from the vertical one (zoom lens), thus allowing panoramic images with the region of interest at best resolution. The typical fields of application are large rock slopes exceeding a height of approximately 40 m (open pit mining, mass movements, rock falls, etc.), long rock faces with a relatively small height, and underground excavations calling for high quality documentation (Gaich et al. 2007).

4.1.3 Site procedures

In the described project every round the tunnel face is recorded with the JointMetriX3D image scanner by taking two panoramic images forming the stereoscopic image pair. The images include both, the tunnel face and also parts of the tunnel walls. Figure 9 shows a picture of the imaging system applied on site. Since the cross section of the tunnel does not change throughout the project, the scanner is equipped with a fixed (instead of a zoom) lens with 20 mm focal length. One advantage is that this lens is light sensitive speeding up the scanning process due to shorter exposure time. Another advantage is that the lens settings (focus) may remain unchanged during the project. Thus, the calibration procedure has to be performed only at the beginning of the project (pre-calibration) with spare renewals only once in a while to maintain a well-calibrated imaging system.



Figure 9. Photograph of the JointMetriX3D image scanner on site.

For registering the 3D images two practical procedures are available. The more obvious, but also more elaborate procedure is to mark points on the face, determine their coordinates by surveying and use them as ground control points for the registration of the 3D image. The points are coloured dots, sufficiently large to be visible in the images and uniformly distributed over the face. Two panoramic sweeps of about 90° are taken leading to 25 Megapixel images (typically). Figure 10 shows the scanner setup at the face using this registration procedure.

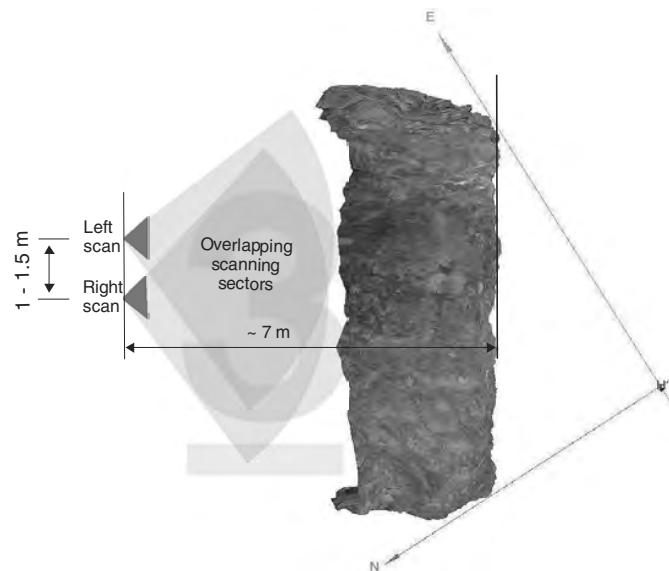


Figure 10. Scanner setup when control points are at the face. The scanning distance is about 7 m while the base length is between 1 and 1.5 m.

The second procedure benefits from the scanner's rotating head. Two panoramic sweeps up to 270° are taken subsequently leading to 65 Megapixel images (typically). The images show the face and also the already excavated tunnel. In this case already existing displacement monitoring targets can be re-used as control points to establish a reference between the generic 3D images. In order to illuminate these targets in the darker part of the tunnel the scanner is equipped with an LED light source causing reflections on the (reflective) targets and thus ensures visibility. Figure 11 outlines the basic geometric arrangement for imaging on site using displacement monitoring targets.

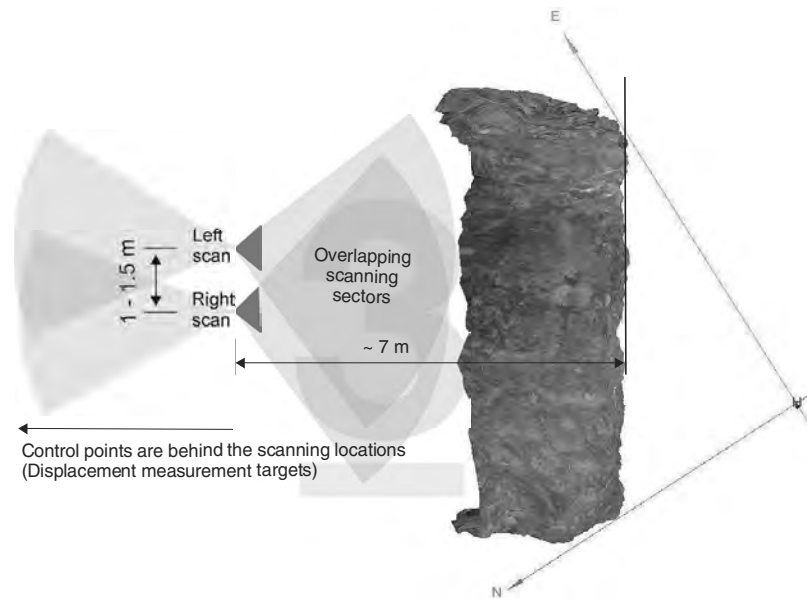


Figure 11. Scanner setup when existing displacement monitoring targets are used for 3D image registration. Grey wedges indicate parts of the panoramic images that are used to determine the 3D image and its reference.

An extension of the standard bundle adjustment algorithm (Slama 1980) to panoramic images allows the determination of the imaging positions without requiring any additional surveying (Gaich 2001) and thus providing the basis for referencing the 3D image.

For geological/geotechnical analyses image resolution is a key parameter. Depending on the required level of detail (from main structures down to fine cracks), image resolution directly influences the visibility of structural information on the rock mass. Higher image resolution means finer rock mass details can be identified. The larger the number of pixels that map a certain area, the higher is the geometric image resolution (specified in m/pixel). In the actual case of a 25 m² cross section the resulting image resolution is below 0.002 m/pixel. The area is captured by several 100.000 surface measurements leading to a point density of about 4000 points/m² or a surface grid of about 1.6 cm, respectively.

4.2 Keyblock analysis in a drift tunnel

4.2.1 Imaging system ShapeMetriX3D

ShapeMetriX3D follows the workflow described in chapters 2.2 and 2.3. The imaging unit is a calibrated SLR (single lens reflex) camera. This entails a smaller geometric area for the typical application but increases flexibility and allows faster picture taking on site as only a standard camera is used. For special applications overlapping 3D images can be merged together in order to increase the field of view and/or the image resolution. Figure 12 shows the application of the ShapeMetriX3D imaging system for tunnel face documentation. The camera is mounted on a tripod to allow for longer exposure times. The camera position and attitude is arbitrary as long as it complies with the criteria for stereoscopic image pairs.

The typical fields of application are rock faces with a height not exceeding approximately 40 m, for instance, natural outcrops, bench faces, tunnel faces, etc. However, the ability to use zoom lenses and merging several 3D images together increases the flexibility and range of application for the system.



Figure 12. Data collection using ShapeMetriX3D during face documentation. The camera is mounted on a tripod. A range pole at the face provides scale and vertical reference.

4.2.2 Data acquisition using ShapeMetriX3D

The basic data acquisition included the sequential recording of drift faces using the ShapeMetriX3D system. The 3D images of the faces typically have around 100,000 measurement points. This results in a point density of about 2.0 – 2.5 points / cm which is considered to be sufficient for rock engineering tasks. The general layout of the imaging locations is shown in Figure 13 for a drift width of 8 m. The distance of the

imaging locations to the face depends on the size of the cross section and the available focal lengths of the camera. Note that the imaging locations not necessarily need to be in the drift axis but can be chosen freely. Thus, possible blind areas due to obstacles (muck piles, equipment, etc.) can be easily avoided.

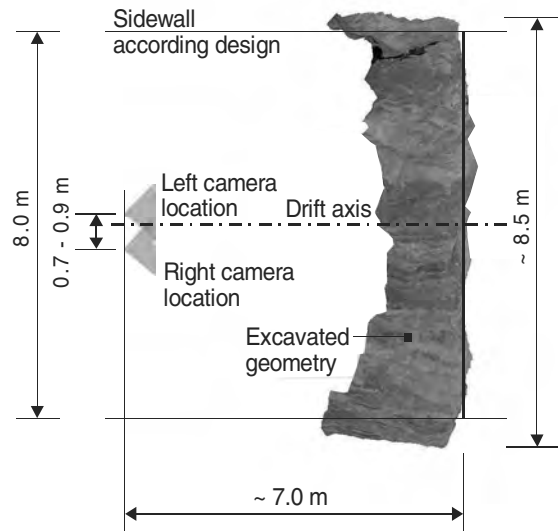


Figure 13. Camera locations during 3D imaging at the drift face (plan view). The camera locations can be freely chosen. It is not necessary to survey the camera position.

The investigated drift length is approximately 33 m. The intended round length has been 4.5 m. For the discontinuity evaluation, the faces were successively arranged according to the drift advance (Figure 14 left). The arrangement eases tracking of discontinuities and the identification of persistent joints. Three categories of discontinuities can be distinguished.

- Discontinuities with high persistence: Discontinuities can be tracked along several faces.
- Discontinuities with low persistence: Discontinuities are only visible in one face.
- Blind discontinuities: Discontinuities do not intersect the face. This can typically take place in the case of steeply dipping joints striking perpendicularly to the drift axis.

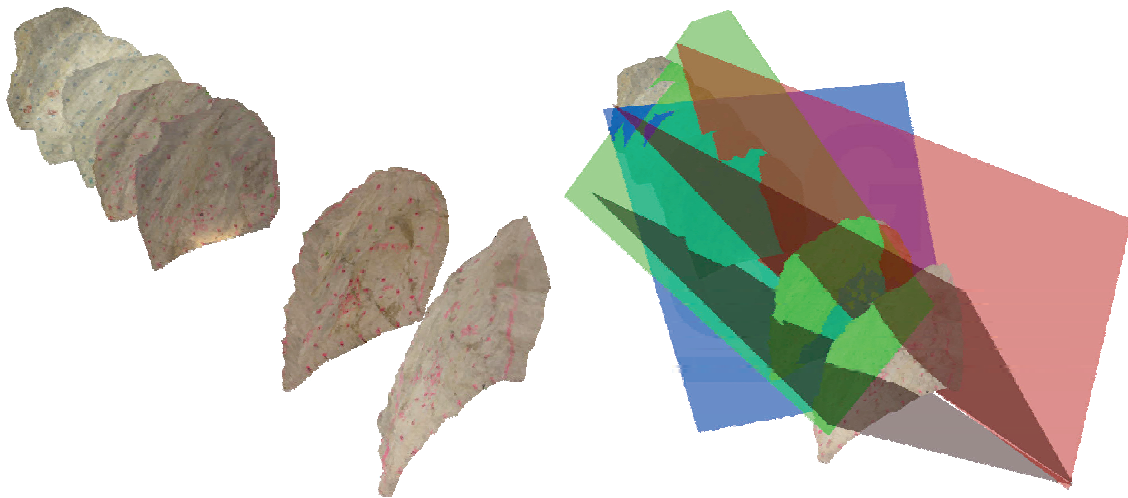


Figure 14. Left: 3D images of a face successively arranged according to drift advance. The advance direction is from bottom-right to top-left. Right: Faces with highly persistent joints from different sets. Only selected discontinuities are displayed for reasons of visibility.

4.2.3 Discontinuity sampling and kinematic analysis

For the identification of discontinuities from images by visual inspection they must have some peculiarities, such as an observable separation or a discolouration due to weathering. If those open or weathered joints are highly persistent, they significantly affect the kinematics around the drift. Joints with low persistence are important, as they decrease the rock mass strength and can cause local kinematical freedom. In engineering practice it is impossible to consider all joints having a low persistence. Nevertheless, they should be statistically introduced in order to assess their effects. Blind joints have to be considered in the discontinuity model, especially if they are highly persistent. Anyhow, other sources of information have to be used (for instance, mapping of the wall, and evaluation of core drillings).

The sampling of discontinuities from face documentation and its peculiarities has been addressed by Pötsch et al. (2005). Figure 14 right shows selected highly persistent discontinuities evaluated from the face images. The discontinuities belong to different sets. The exemplary discontinuity system shown in Figure 14 right has been used to determine a trace map on the drift wall. Discontinuities named as joints have been considered to be specifically located while the bedding planes due to their nature are considered to be closely spaced. Figure 15 displays the trace map on the design drift geometry including the second and fourth face image. The traces caused by intersection of the discontinuities and the drift geometry are drawn as polygons. Two removable blocks could be identified from trace map analysis. The block in the crown exhibits a lifting mode under gravity loading while the block in the sidewall has a sliding mode on one plane. Rotational failure modes have not been considered.

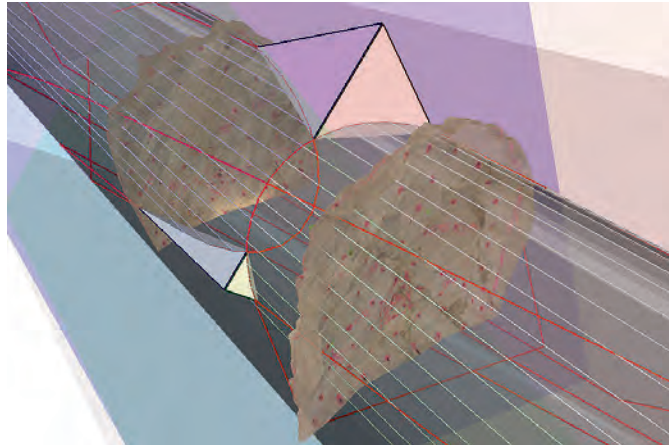


Figure 15: Identified kinematically removable blocks based on discontinuity sampling and 3D imaging. The blocks are located between the 2nd and 4th round. The discontinuity planes as well as the design drift geometry are shaded. The traces at the drift wall are displayed as polygons.

4.3 Documentation and assessment of pillars and roofs in underground mines

The conditions of the rock faces in underground mines are frequently documented. The combination of the visual impression and the geometry make 3D images an optimum tool for documenting the current condition of underground mines, especially the roof and pillars. Due to the inherent permanent record the change and degradation of the rock mass can be studied over time and possibly required refurbishment designed in time.

The data acquisition requires the temporary installation of a range pole which has to appear somewhere in the stereoscopic image pair. The range pole comprises two distinctive targets at a known distance providing the scale and vertical direction. A light source strong enough to illuminate the investigated rock face has to be used (flood light). Flash light must not be used as it leads to bad image quality in dusty air and produces different shadows in the image pair. Taking the images from a tripod ensures crisp images even with a longer exposure time.

On the left hand side, Figure 16 shows a mine pillar with a strong curvature, varying cross sections and evaluated rock joints. On the right hand side, Figure 16 shows a sketch of a documented and surveyed block fall including fall height and width. The 3D images and related measurements can be easily transformed into a global or mine coordinate system if the orientation of a distinctive structure and a point with know coordinates can be observed.

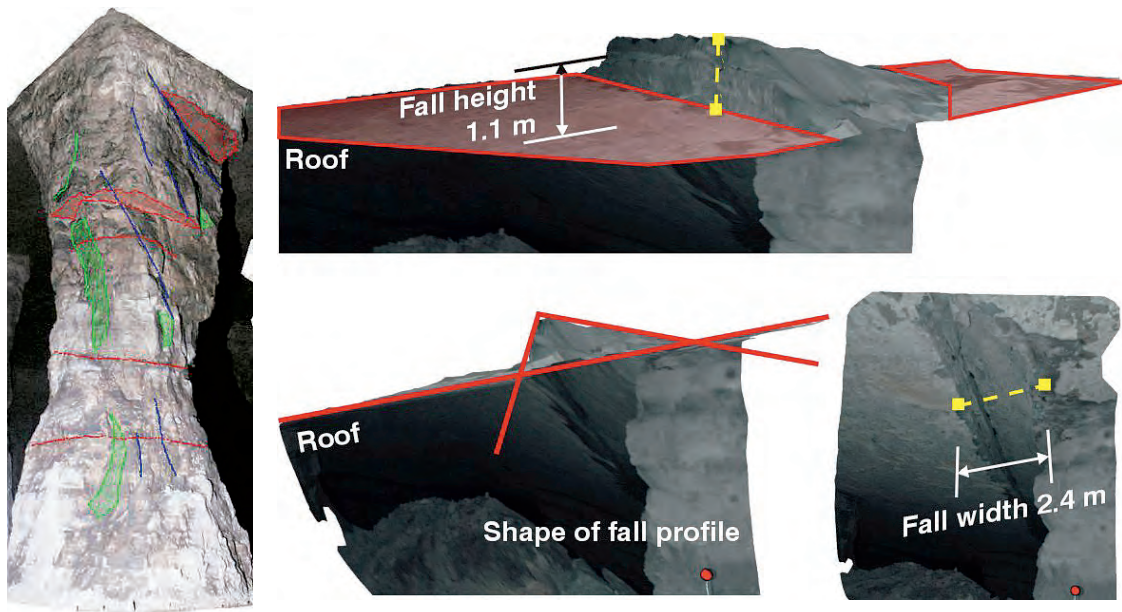


Figure 16. Documentation of pillar conditions. Cross section, curvature, breakouts (left). Remote survey and characterisation of roof falls in unsupported rock faces. Fall height, width, shape (right)

4.4 Coupled 3D image – discrete fracture network approach

A powerful technology combination for analysing the behaviour of a jointed rock mass is to couple image based remote sensing technologies for rock structure collection with Discrete Fracture Network (DFN) modelling approaches. A DFN model attempts to describe the rock mass fracture system using discrete geometric objects, with their size, orientation, and intensity defined from available field data. A coupled approach integrating true space structural features and DFN modelling has the potential to create more realistic rock mass structural models (Pötsch et al. 2007)

Having built a 3D representation of a fracture network, based on actual structure maps of, for instance, a tunnel, the model is then searched to identify fully defined rock blocks intersecting the tunnel boundary created by the fracture elements (Figure 17). Additionally, kinematic analysis and stability assessments can be undertaken on each block. Probabilistic methods are used to predict the number of unstable blocks above a certain threshold. Rogers et al. (2006) give a more detailed description of the use of DFN models for tunnel block stability assessment. The DFN approach is also able to determine connecting levels of blocks, i.e. blocks formed away from the tunnel boundary connected to blocks forming around the tunnel boundary.

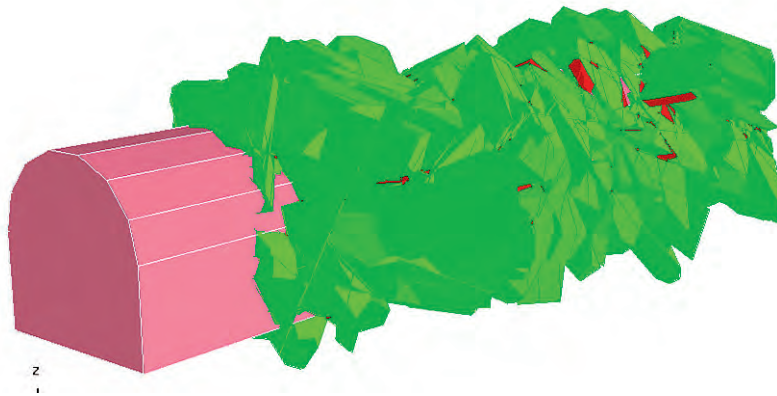


Figure 17. Fully defined block around a tunnel as a result of DFN analysis (from Pötsch et al. 2007)

5 Conclusion

3D imaging is a powerful technology for the documentation and characterisation of exposed rock faces even in underground excavations. Using only two images of a calibrated imaging system together with a reference figure allows generating a scaled 3D image of the observed rock face for both, visualising the actual conditions and taking accurate measurements on the rock structure. 3D imaging based on computer vision is easy to use, can be handled by one person at site, involves only light-weight equipment and prevents for a wide extent from exposing the operator to hazardous areas due to its remote application. Thanks to its versatility it can be applied to underground excavations just with minor modifications, such as the use of a tripod. Anyhow, an external light source has to be provided.

Several examples highlighted the application of 3D imaging systems using a high-resolution line-scan camera (JointMetriX3D) and a calibrated digital SLR camera (ShapeMetriX3D) in underground excavation and their use for documenting the encountered rock mass conditions, rock mass characterisation, discontinuity and keyblock analysis as well as input for DFN analyses. Nevertheless, it is up to the creativity of the practitioners and engineers exploring new applications of this technology. The authors are convinced that 3D imaging technology will have a significant impact on the current analysis and design practice in rock engineering.

Acknowledgement

The authors would like to thank Imre Molnos, Gabriel Esterhuizen, Robert Bewick and Matthias Wimmer for supporting the works and providing material presented in this contribution.

References

- Barton, N. & Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* 10(1-2), 1-54.
- Faugeras, O. 1993. *Three-Dimensional Computer Vision*. MIT Press, Boston, MA.
- Gaich, A. 2001. *Panoramic Vision for Geotechnical Analyses in Tunnelling*. PhD thesis. In: Riedmüller, G., Schubert, W., Semprich, S. (eds.) Schriftenreihe Gruppe Geotechnik Graz Heft 12a, Graz University of Technology.
- Gaich, A., Fasching, A., Fuchs, R. & Schubert W. 2003 Structural rock mass parameters recorded by a computer vision system. In: P.J. Culligan, H.H. Einstein, A.J. Whittle (eds.) *Soil and Rock America 2003*, 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, MA, USA, pp. 87-94.
- Gaich, A., Pötsch, M. & Schubert, W. 2007 High resolution 3D imaging for site characterisation of a nuclear waste repository. In Proc. 1st Canada-U.S. Rock Mechanics Symposium, Eberhart, Stead & Morrison (eds.), May 27 – 31 2007, Vancouver, Canada, 69-75.
- Pötsch, M., Schubert W. & Gaich A.. 2005. From documentation to prediction – a computer-based method for discontinuity analysis and block stability assessment in tunnelling. In Y. Erdem, T. Solak (eds.), *Proceedings of the ITA AITES 2005 World Tunnel Congress & 31st General Assembly*, May 9-11 2005, Istanbul, Turkey, 1059-1063.
- Pötsch, M., Pischinger, G., Bewick, R. P. & Gaich, A. 2007. Geotechnical data collection and analysis in jointed rock. *Felsbau Rock and Soil Engineering* 25(5), 66-73.
- Priest, S. D. 1993. *Discontinuity Analysis for Rock Engineering*. Chapman and Hall, London.
- Roberts, G. & Poropat, G. 2000. Highwall mapping in 3-D at the Moura Mine using SIROJOINT. In Beeston, J.W. (ed.) *Bowen Basin Symposium 2000 Proceedings*, 371-377.
- Rogers, S. F., Moffitt, K. M. & Kennard, D. T. 2006. Probabilistic Slope and Tunnel Block Stability Analysis using Realistic Fracture Network Models. *Golden Rocks*, Colorado, USA, ARMA/USRMS 06-1052.
- Schubert, W. 2004 Basics and Application of the Austrian Guideline for the Geomechanical Design of Underground Structures. In: Schubert, W. (ed.), *Rock Engineering – Theory and Practice*, Proc. 53rd Geomechanics Colloquy & EUROCK 2004, October 7-9 2004, Salzburg, Austria, 3-8.
- Slama, Ch. C. (ed.) 1980. *Manual of Photogrammetry*. 4th edition. American Society of Photogrammetry, Falls Church, VA.
- Wolf, P. R. & Dewitt, B. A. 2000. *Elements of Photogrammetry*. 3rd edition. McGraw-Hill, Boston.

3D LASERMÄTNINGSTEKNIK FÖR INMÄTNING, DOKUMENTATION OCH VISUALISERING

3D laser scanning technique for measurement, documentation and visualization

*Feng Quanhong, Wang Guojuan, Kennert Röshoff
Berg Bygg Konsult AB*

SAMMANFATTNING

Denna artikel visar på möjligheterna att tillämpa terrestrisk laser skanningsteknik (TSL) för 3D inmätning, dokumentation och visualisering i ett bergbyggprojekt avseende tunnlar och bergslänter. Genom att använda 3D laserskanning kan en bergkonstruktion snabbt inmätas digitalt med upp till 500 000 punkter per sekund. Den skannade datan består inte bara av x-,y- och z-koordinater utan även av högupplösta bilder antingen i gråskala (intensiteten från reflektioner) eller färg (RGB data). Datan transformeras till ett globalt koordinatsystem genom inmätning med totalstation. Därför kan en bergkonstruktion inklusive installationer snabbt bli digitalt inmätt i 3D och visuellt format i ett verkligt koordinatsystem. Metodiken ger en potential tillämpning för 3D inmätning, dokumentation och visualisering med hög upplösning och noggrannhet. I denna rapport ger vi lite exempel och erfarenhet av denna teknik från mätningar i tunnel och bergslänter.

SUMMARY

This paper aims to show the possibility of applying terrestrial laser scanning (TLS) techniques to 3D measurement, documentation and visualization in a rock engineering project, for both a tunnel and a rock slope. By using a 3D laser scanner, a rock engineering construction can be digitized with a high scanning speed of up to 500 000 points per second. The scanning data consists of not only X-Y-Z co-ordinates but also high resolution images, either gray-scale (with reflex intensity data) or color (with RGB data), and then can be transformed into a global co-ordinate system by control survey. Therefore, any rock engineering objects with its as-built situation can be quickly recorded as the 3D digital and visual format in a real co-ordinate system. In this case, it provides a potential application for 3D measurement, documentation and visualization with high resolution and accuracy. In this report, we present some examples and experiences by applying 3D laser scanning techniques to the projects in both tunnel and rock slopes.

1 INLEDNING

I denna rapport presenteras några erfarenheter av användning av 3D terrestrisk heltäckande lasermätningsteknik inom bergbyggande såsom tunnlar och bergskärningar.

Användning av 3D heltäckande laserskanningsteknik inom geoteknologin har pågått några år, och med olika tillämpningar (Röshoff, 1996; Nilsson, 1997; Feng, 2001). För en tunnel innebär 3D mätning att en uppställning/mätning, skann, täcker tak, väggar och stora delar av sulan. Utvecklingen har under senare år gått snabbt vad gäller både hård- och mjukvara.

Nyttan att använda 3D laserskanning är att inmätningen omfattar en stor yta som mäts in på mycket kort tid med hög upplösning och hög kvalitet. Tekniken är digital så att rådata är mycket användbar för att skapa 2D och 3D digitala modeller för CAD-ritningar, beräkna ytor och volymer, relationshandlingar samt 2D och 3D bilder. Jämfört med andra inmätningmetoder erhålls en stor mängd mätpunkter för lagring i en databas tex för framtida användning eller kompletterande redovisning. Kompletterande inmätning behövs sällan utföras.

Metodens fördelar har visat sig omfatta:

- Inmätning av hela objektet, heltäckande
- Snabb metod
- Ingen extra belysning krävs
- Digital laserbild i 3D i svartvitt eller färg
- Hög noggrannhet och upplösning
- Digital metod gör det enkelt att utföra efterbearbetning med konventionella verktyg t.ex. CAD-system
- Data är lämpliga att hantera i databaser
- Ger färdig relationshandling

2 METODIK

2.1 Mätkrav

Ett antal olika lasrar produceras för kommersiellt bruk med varierande funktioner, mätnoggrannhet och upplösning. För bruk inom bergbyggande är laserns lämpliga mätavstånd upp till 30 m och lite beroende på syfte en mätnoggrannhet < 5 mm och upplösning dvs avståndet mellan mätpunkterna bör vara < 50 mm men vid hög noggrann mätning < 3 mm. Skanningstiden är viktig liksom storleken av den bildyta som skall avbildas. Skannern bör vid mätning i tunnel täcka runt 8-10 m tunnallengd för ett skann för normalbred tunnel. Skanningtiden bör ligga inom 1-13 minuter för ett skann. Antalet mätpunkter för ett skann är upp till 500 000 beroende på skanner och vald upplösning.

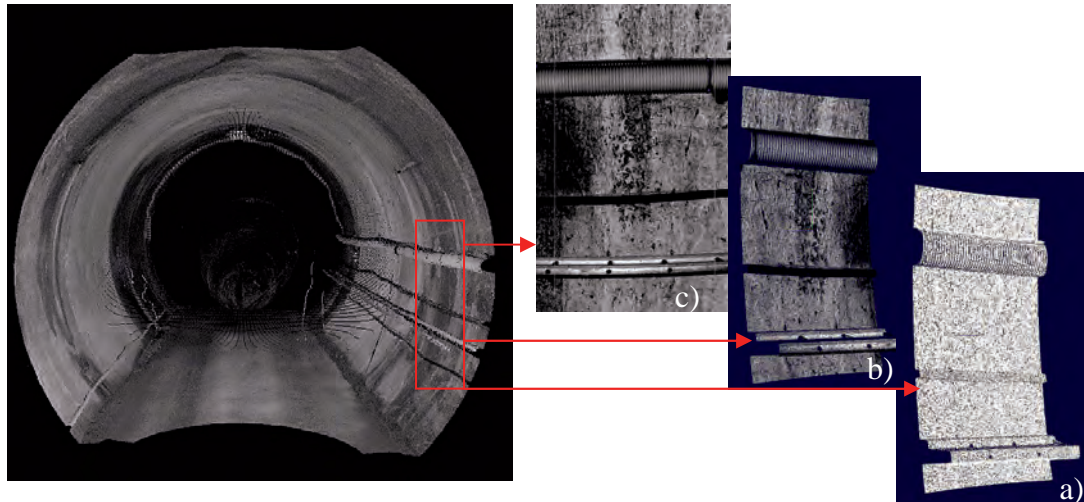
2.2 Skanning

Vid inmätning kommer varje lasermät punkt som träffar ett objekt att vara koordinatsatt i x, y, z-koordinater och hos en del lasrar registeras även intensiteten av objektets reflexion. Om laserns position är känd transformeras dessa koordinater till ett valt system t.ex. stadskoordinatsystem. Mätpunkterna ställs samman till en 3D modell sk punktmoln som avbildar objektet enligt Figur 1.



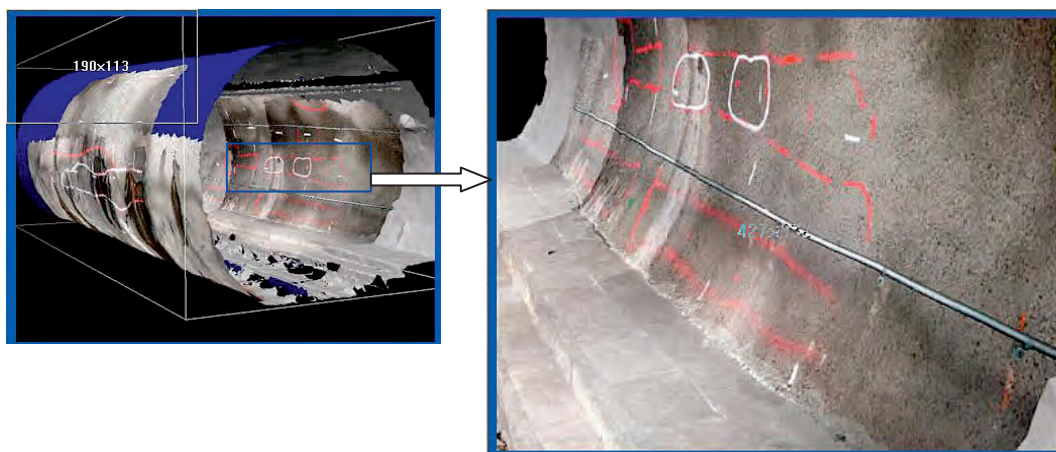
Figur 1. Punktmoln från ett skann av en tunnel

Några lasrar har ytterligare en funktion nämligen mätning av det reflekterande ljusets intensiteten från mätpunkten. Dessa punkter ställs samman till ett laserfoto, ett svartvitt foto med hög upplösning. Fotot (Figur 2) är till mycket god hjälp vid identifiering av objekt, definiera gränser eller urskilja detaljer.



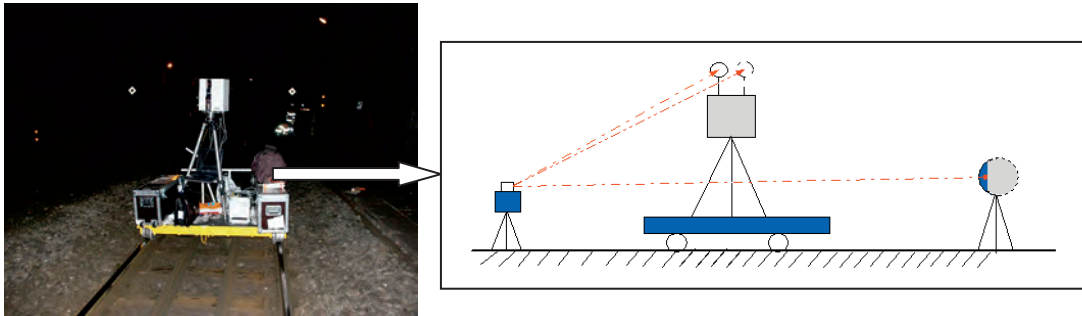
Figur 2. Presentation av rådata från en skanning av samma objekt.
a) Punktmodell; b) 3D Laserbild; c) 2D Laserbild

Det digitala laserfotot kan kompletteras med ett digitalt färgfoto. Laserbilden blir då ett färgfoto av det skannade ytan. Genom kombinationen av både färgfoto och laserskanning data, Figur 3, fås en 3D digital modell i färg.



Figur 3. 3D färg modell av laserskanning i en TBM tunnel

Skanningen görs vanligen från stationär uppställning då lasern förflyttas mellan mätplatserna men kan även utföras rörligt från vagn t.ex. på järnvägsräls. Ett system med rörlig laser görs inmätning av laserpositionen från totalstation med hjälp av ett prisma som sitter på lasern (Figur 4) eller genom att rälsens position är inmätt. Rälsens koordinater används för positionering av lasern.



Figur 4. Rörligt laserskanningsystem för mätning på järnvägsräls

3 Möjliga tillämpningar på tunnlar

Med heltäckande laserns funktioner kan man rationellt utföra lägesbestämning och dokumentation under byggandet av en tunnel/bergtrum för kontroll och dokumentation av utförandet samt utföra noggranna volyms- och tjockleksbestämningar. Nedan beskrivs några sådana fall.

3.1 Bergkonturen

Vid utsprängning av en tunnel finns stora krav på att innehålla teoretisk kontur samt att utföra sprängningsarbetet så att bergschakttoleransen innehålls. Onödigt bergguttar kostar pengar.

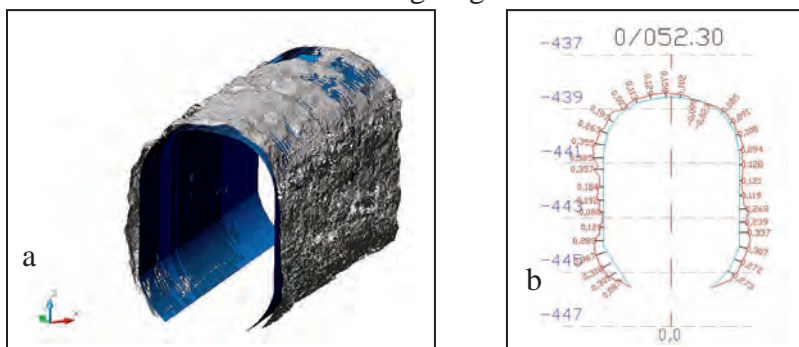
3D lasermätningstekniken innebär en ökad uppföljning av sprängningsarbetet tex för styrning samt för beställaren en fullständig dokumentation av att innehålla den teoretiska sektion.

Tvärsektioner

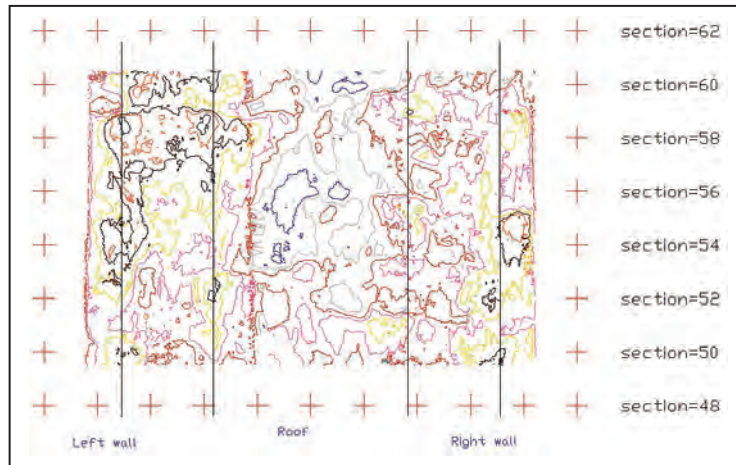
Den enklaste presentationen är att från 3D modellen skapa tvärsektioner dvs ett tvärsnitt i 2D enligt figur 5. Genom att jämföra teoretisk med sprängd sektion erhålls information om konturen innehålls. Måttsättningen görs automatiskt. En tvärsektion kan ritas upp var hels man önskar till en täthet mellan sektionerna av ca 5 mm.

Differensmodell

En heltäckande ritning sk differensmodell kan skapas som beskriver skrovligheten av hela sprängda bergkonturen. Differensmodell är en utvikt planritning där utsprängd kontur jämförs med teoretisk kontor. Differensen mellan teoretisk och sprängd kontur presenteras med isolinjer tex med 100 mm ekvidistans enligt Figur 6. Gaddar som faller innanför teoretisk kontur kan lätt identifieras tex genom färgsättning. Då varje punkt är koordinatsatt kan man lätt återfinna gadden i tunneln och göra snabb åtgärd. Samma laserdata ger också möjlighet att var helst presentera tvärsektioner tillsammans med differensmodellen enligt Figur 5.



Figur 5. Jämförelse av sprängd och teoretisk tunnel i både 3D (a) och 2D (b)

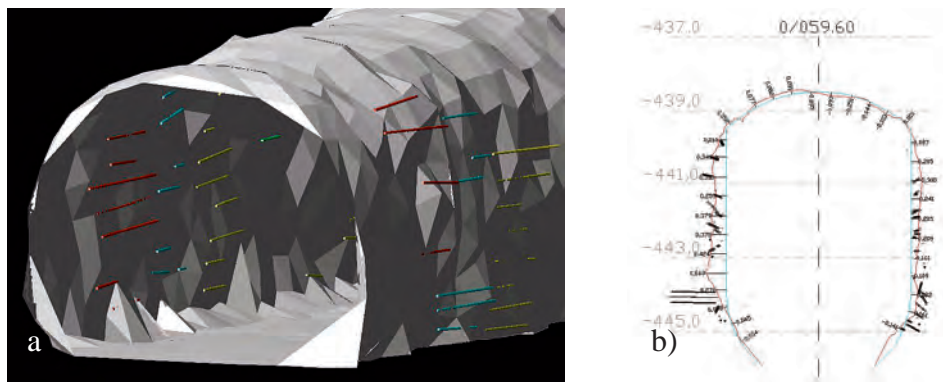


Figur 6. Differensmodell av en utvikt planritning där utsprängd jämförs med teoretisk

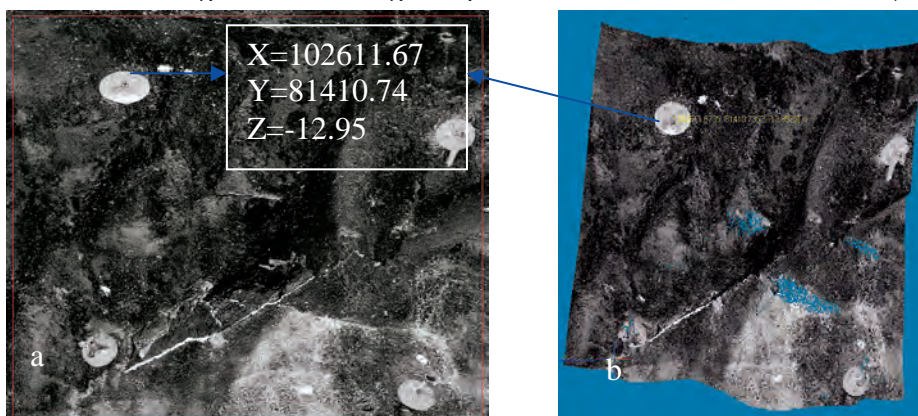
3.2 Enskilda objekt

Orienteringen av konturhålen är en viktig parameter för att uppnå krav på bergschaktoleransen. Inmätning med lasern före påläggning av sprutbetong ger mycket goda möjligheter att bestämma utfallet av konturborrningen. Dock krävs att hela eller delar av hållängden finns kvar på bergytan. Figur 7 visar 3D bilden av konturhålen samt tvärsektioner tex vid hållslut. Korrelationer kan upprättas mellan hållriktning och sprängd bergkontur.

Bergbultars koordinater, bult med eller utan bricka erhålls som en bonus vid inmätningen. Dessa inmätningar kan direkt användas som relationsritningar (Figur 8)



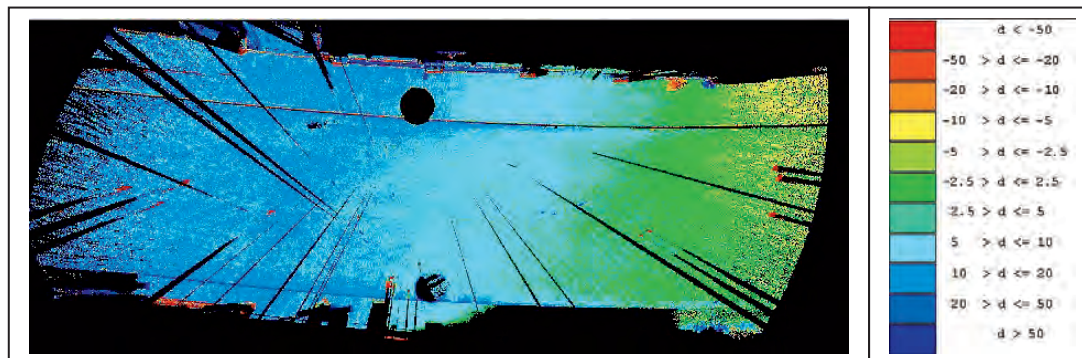
Figur 7. Bestämning av orientering och position av salvborrhål både 3D (a) och 2D(b).



Figur 8. Bergbultar skannade i taket av en tunnel. a) Laserbild b) 3-D modell

3.3 Kontroll av deformationer

Bergmassans rörelser kan bestämmas i stor volym genom bearbetning av laserpunkterna på den sprängda ytan. Figur 9 visa ett exempel från en slänt där färgen ryar deformation efter jämfört med två olika skanning utförd vid två tillfällen.



Figur 9. Deformeringsanalys av bergslänt från laserskanning data
 d = deformation i mm

3.4 Volym och tjockleksmätningar

Volymberäkningar

Volymberäkningar kan innefatta mängden utsprängt berg eller volym använd sprutbetong. Volymen kan bestämmas för hela sektionen för vald tunnellängd. Volymen utsprängt fast berg kan beräknas från samma laserdata som erhålls för att utföra bergkarteringen beskriven ovan. För bestämning av volymen sprutbetong måste två skanningstillfällen göras nämligen före och efter påsprutningen. Genom att jämföra volymkillnaderna mellan dessa resultat erhålls mängden använd sprutbetong. För beräkningarna utgår man från 3-D modellens terrängmodell skapad genom att sammanlänka mätpunkterna till ytor. Baserad på denna modell kan volymbestämningar utföras med stor noggrannhet.

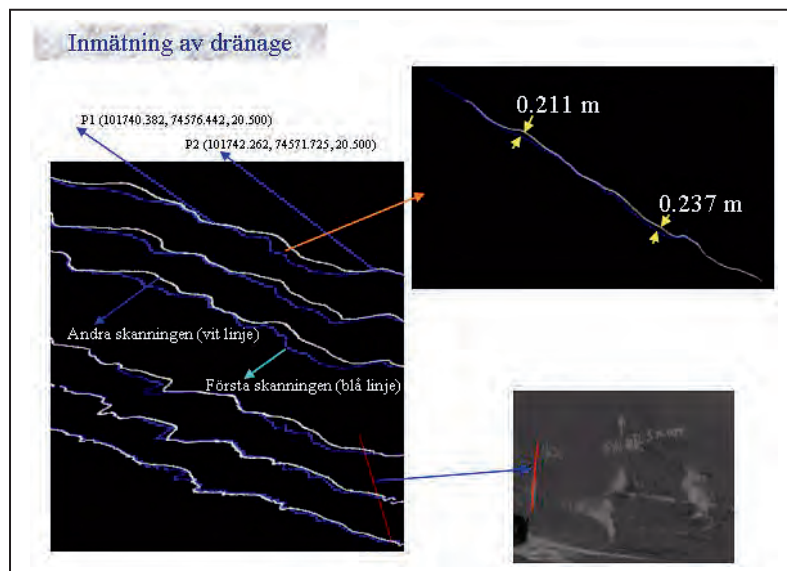
Bestämning av sprutbetongens omfattning och tjocklek

Sprutbetongens omfattning kan lätt avgränsas, läges- och koordinatbestämmas och dokumenteras från en laserbild. Tjockleksbestämningen, baserad på 3-D punktmodellen, kan mätas i varje laserpunkt på tunnelytan. Noggrannheten för denna uppmätning bör vara mindre än 5 mm, vilket de bästa lasertyperna klarar. Som underlag för uppmätningen behövs två jämförande skanningar nämligen före och efter appliceringen av sprutbetongen. Tekniken medger att ett mycket stort antal kontroller kan utföras. Man kan också välja ut avsnitt i tunneln, om behov förligger för särskild dokumentation.

Förutom punktbestämningar kan tjockleksritningar upprättas av samma typ som differensmodellen Figur 10 för hela sektionen i önskad tunnellängd. Tekniken bör därmed ge bättre information än den enligt standard, som dels är en vald punktkontroll dels kan ge svårtolkade resultat såvida man inte använder kärnborring. Användning av heltäckande skanningen bör även i detta fall både öka säkerheten och förbättra bedömningar.

4 Dokumentation

Kombinationen av laserfoto med korrdinater ger unika möjligheter att dokumentera och lägesbestämma objekt. Nedan följer några exempel med tillämpningar på tunnlar och bergskärning.



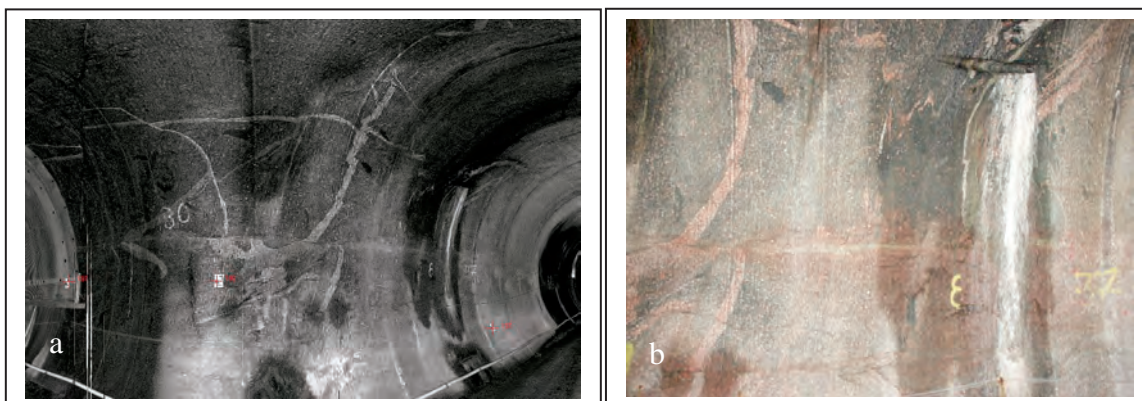
Figur 10. Tjockleksmätning med laserskanning data

4.1 Geologisk kartering

4.1.1 Bergartskartering

Det digitala fotot i svartvitt har sådan upplösning att bergartskartering till del är möjlig där gråskalan mellan olika bergarter ger skillnader. Genom att färgfotot kan kombineras med laserdata har möjligheten att identifiera och i bild särskilja olika bergarter ökat lasers användbarhet betydligt för ren geologisk kartering, Figur 11-a. Metoden kräver dock inlärning av färgskala mot bergtyp.

För att öka identifieringsmöjligheten och gränssätta bergartskontakter om dessa är diffusa kan olika färgfilter användas för att öka säkerheten i bestämning. Ett exempel visas i Figur 11-b.

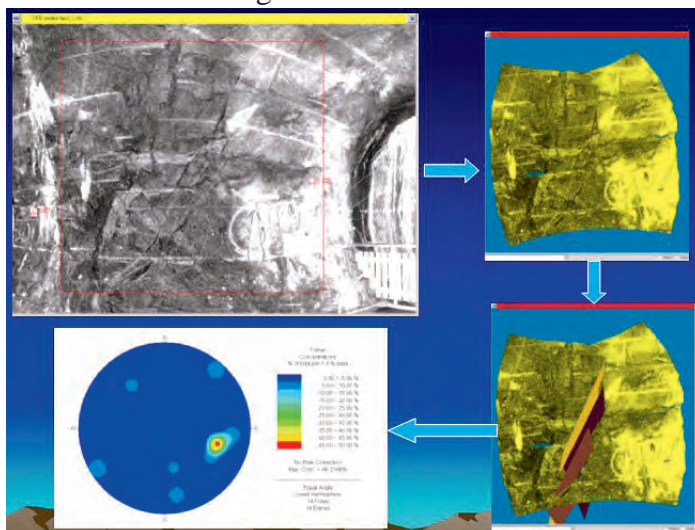


Figur 11. Bergklassning med laserbilder (a) och färgfoto (b)

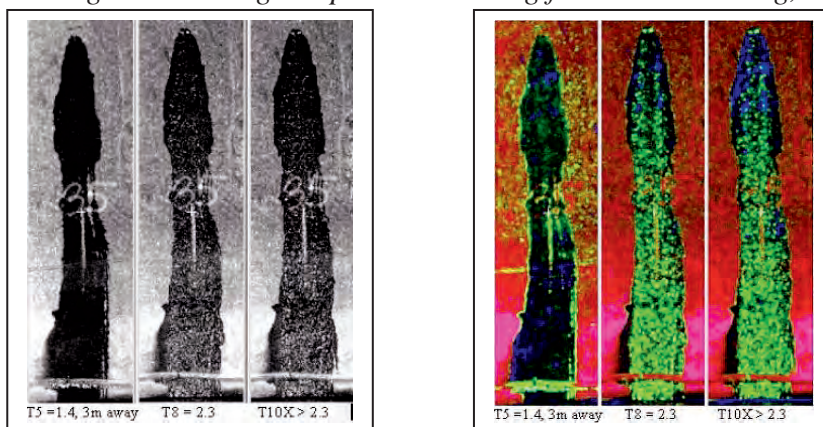
4.1.2 Sprickkartering

Med skannad data kan sprickkartering utföras i 3D digital modell. Bestämning av sprickornas orientering, strykning och stupning, utförs semiautomatisk- eller automatisk (Feng, 2004; Siefko, 2007), se Figur 12.

I jämförelse med en manuell kartering kan sägas att mycket större noggrannhet kan nås med den digitala karteringen vad gäller lokalisering och lägesbestämning av sprickor samt sprickornas geometriska utseende såsom längd, korsande sprickor mm. Laserdata ger dock ingen möjlighet att bestämma mineralbeläggningar på sprickor. Däremot kan ytans råhet analyseras och kvantifieras där ytan är synlig. Data presenteras tabellform och stereografiskt nät.



Figur 12. Digital kartering av sprickorientering från laserskanning, virtuell modell.



Figur 13. Identifiering av vattenläckage med bild från både laserbild (a: Flödesmängd varierar från 1.4 - >2.3 l/min och bildanalys (b) Färgkodad bild baserad på intensitet

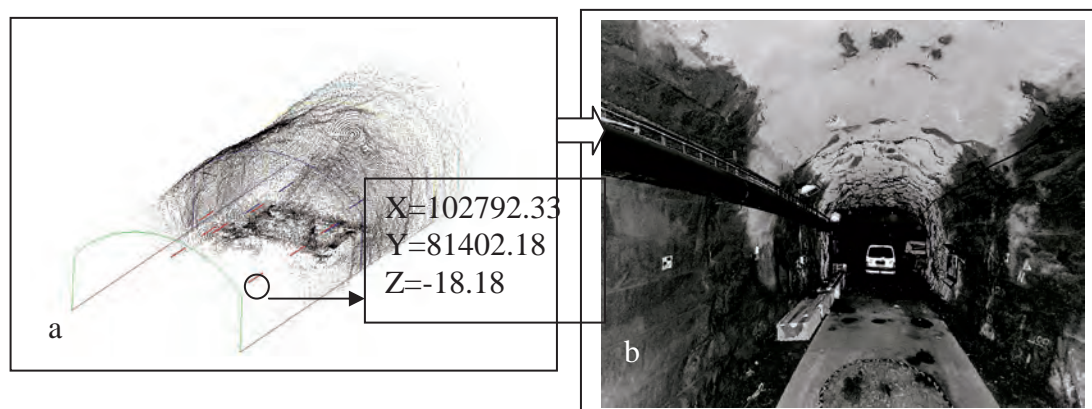
4.2 Vattenläckage

Med samma teknik som används för att identifiera olika bergarter kan man gränssätta /kartera vatteninläckage i en tunnel. Genom analys av intensiteten på reflektionen i flödet finns även möjlighet att bestämma flödets storlek enligt Figur 13.

5 VISUALISERING

Laserskanning data kan med fördel användas för visualisering. Jämfört med andra metoder, tex. kamera och video, har 3D unika möjlighet att ge positionen exakta.

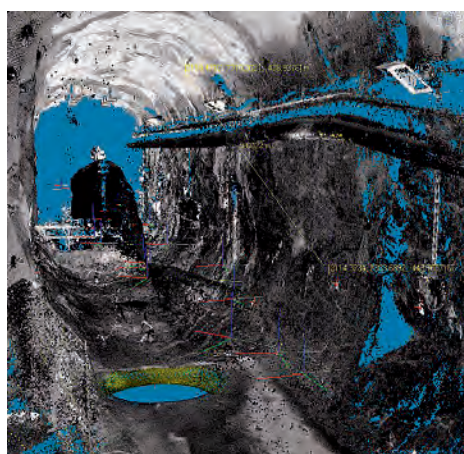
5.1 Koppling av 3D visualisering med koordinater



Figur 14. Visualisering av tunnel med 3D panorama laserskanning bilder(b) med koordinats i CAD (a)

5.2 Direkt mätning i 3D visualiserings modell

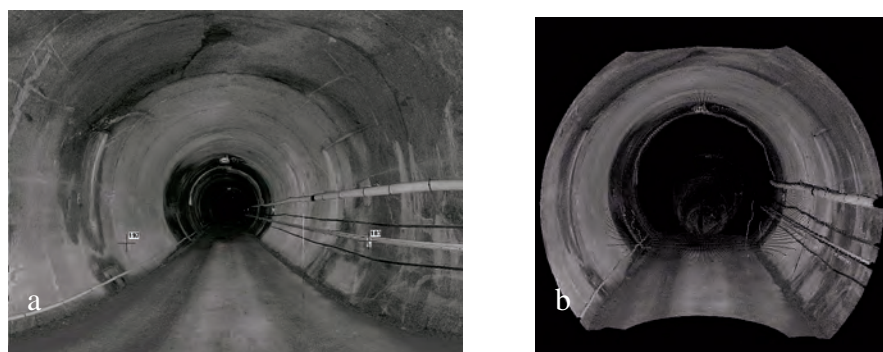
Figur 14 visar hur man kan mäta avstånd mellan två punkter direkt i 3D modell.



Figur 14. 3D visualisering och mätning på 3D laserskanning virtuell modellen

5.3 Enkelt byte mellan 2D bilder och 3D modell

Det är enkelt att konvertera från 2D laserbilder till 3D modell från laserskanningdata då varje pixel i laser bilden är kopplad till x, y, z-koordinater, vilket med för att man kan visualisera i både 2D och 3D, och byte med varandra, se Figur 15.



Figur 15. Visualisering både 2D (a) och 3D (b) från laserskanning data

6 Bergslanter

Användning av laserteknik för dokumentation av bergslanter har fördelar mot konventionell bergkartering och förstärkningsdimensionering genom att:

1) Inmätningen kan täcka en höjd från markytan upp till ca 15 m med god kvalitet; 2) Bestämning av orienteringen sprickor och slag görs från 3D bild med stor noggrannhet; 3) Stabilitetsanalys utförs direkt från 3D digital data; 4) Stereografiska projektioner erhålls direkt för stabilitetsanalys; 5) Dimensioneringen av bultförstärkning baseras på rätt dimensioner på ett block; 6) Bultar kan placeras virtuellt i 3D bilden och koordinater tas fram som underlag för bultsättning.

Med lasertekniken erhålls ett bättre underlag jämfört med konventionell metodik, vilket förbättra kvaliteten på analys, dimensionering och slutprodukten

7. Kvalitetssäkring

För att nå bra kvalitet på mätning och bearbetning av slutlig produkt måste hela processen kvalitetssäkras. Eftersom flera steg innefattas i mät och bearbetningsprocessen måste varje steg kontrolleras att sätta krav uppnås. Av särskild betydelse är bestämning av laserpositionen, vilken normalt mäts in med totalstation. Är denna inmätning dålig kommer allt efterföljande arbete och slutresultat att vara undermåligt.

Lasertekniken har även den möjligheten att kvalitetskontrollera inmätningar utförda med andra metoder då all data kan samlas i ett gemensamt koordinatsystem och mätpunkter jämföras.

8. SLUTSATSER

Vår erfarenhet av att använda 3D lasermätningsteknik kan sammanfattas i följande huvudpunkter

- Inmätning görs snabbt och med stor noggrannhet
- All data är digital vilket innebär att stora möjligheter skapas för modern hantering av data vad gäller bearbetning och presentationer
- Läget och positionen av inmätta geometriska objekt tex sprickor anges med stor precision och är därför överlägsen manuell geologisk kartering
- Uppföljning av sprängningsarbetet genom kontroll av sprängd kontur kan vara ett utmärkt hjälpmedel att uppnå sätta sprängningskrav
- Resultat från volyms- och tjockleksberäkningar är ett bra underlag tex för verklig mängdbestämning
- Metoden ger utmärkt underlag för stabilitetsanalys och dimensionering av bergförstärkning
- Relationshandlingar erhålls direkt från laserfotot

Vår erfarenhet är att metodiken kräver att hela processen görs med omsorg och kvalitetssäkras i varje led.

9. REFERENSER

- Röshoff, K., 1996: Inmätning av tunnelsektioner med heltäckande laserskanning i Hallandsåstunneln. Internrapport Banverket Södra regionen.
- Nilsson, A., 1997: Fracture mapping and cross section measurement with laser scanning in the TBM- and Zedex tunnels. SKB Progress Report HRL-97-18.
- Feng, Q., 2001: Novel methods for 3-D semi-automatic mapping of fracture geometry at exposed rock surfaces. KTH Doktorsavhandling.
- Feng, Q., Röshoff, K. 2004. "In-situ mapping and documentation of rock faces using full-coverage 3D laser scanning techniques". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Special issue for SinoRock2004, pp.379.
- S. Slob, Feng, Q., Röshoff, K., H.R.G.K. Hack and A.K. Turner. 2007. "Fracture mapping using 3D laser scanning techniques". Published by the 11th ISRM Congress of the international society for rock mechanics, July 9-13, Lisbon, Portugal.

SEISMISK TOMOGRAFI TILLÄMPAD PÅ RAS I RAVNEHEITUNNELN, NORGE

Seismic Tomography applied on rock fall in the Ravnehei Tunnel, Norway

Rikard Marek (PhD), Geosigma AB, Sverige
Kjetil Moen (Civ, Ing), Multiconsult AS, Norge

Sammanfattning

Ravneheitunneln är en 3,3 km lång vägtunnel som är under byggnad strax utanför Farsund, Sydvästra Norge. Den 20 Mars 2007 inträffade ett stort ras på stuff i tunneln, ca 900 meter in från det södra tunnelpåslaget. Detta skedde på en plats där tunneln passerar en större brantstående svaghetszon med en bergtäckning på ca 170 meter. Innan man lyckats hejda raset hade ca 3.000 m³ rasmassor fallit in i tunneln. Raset hejdades genom att en 100 m³ betongplugg göts i rasschaktet. Pluggen kompletterades med ett stort antal självbörande och injicerbara stag, samt stora mängder fiberarmerad sprutbetong. Raszonen har sedermera säkrats permanent med ett 13 meter långt armerat gjutet valv. Mot bakgrund av de stora mängder rasmaterial som föll in i tunneln har man bedömt det som fullt möjligt att raset efter hand kan komma att fortplanta sig upp till markytan. För att lokalisera rasschaktets högsta punkt beslutades det därför att utföra en seismisk tomografimätning, med delvis ny metodik. Metodutveckling och genomförande har utförts av Geosigma AB. Mätningarna utfördes den 13 Oktober 2007. Resultatet visar att rasschaktet vid detta tillfälle hade nått en nivå på maximalt 85 meter över tunneln, och därmed 85 meter under markytan.

Abstract

The Ravnehei tunnel is a 3,3 km long road tunnel which is under construction close to Farsund in south-western Norway. On the 20th of March a large rock fall took place at the tunnel front at approx. 900 meters into the tunnel from the southern entrance. This took place at a location where the tunnel penetrates a major steep shearzone with a rock coverage of about 170 meters. Before the rock fall could be stopped, about 3.000 m³ of masses had fallen into the tunnel. The rock fall was stopped by a 100 m³ concrete plug which was cast in the resulting cavity, a number of drilled bolts and fiber-reinforced shotcrete. The shearzone has been supported by a cast reinforced concrete lining. Considering the amount of rock masses that fell into the tunnel, it was feared that the resulting cavity might reach the ground surface. In order to locate the highest point of the cavity, it was decided to conduct a seismic tomography investigation with a partly new method. Method development and measurements has been made by Geosigma AB. Measurements were made on the 13:th October 2007. The result of the investigation shows that the cavity at this stage had reached a level of 85 meters above the tunnel, or 85 meters below ground surface.

1 Inledning

Mesta AS bygger på uppdrag av Statens Vegvesen Region Syd en 3,3 km lång vägtunnel igenom berget Ravneheia i Farsund Kommune, sydvästra Norge.

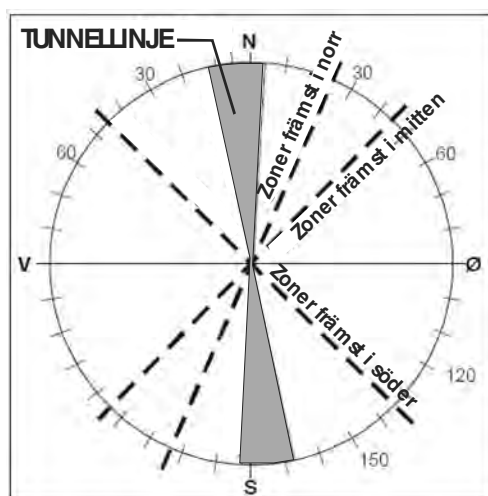
Tunnelprojektet är en del i projekt RV.465 Kjørrefjord-Ulland. Syftet med projektet är att förse Farsund med en fullgod vägförbindelse västerut. Rv 465 sammankopplar RV. 43 från Farsund med den nybyggda E39 vid Opptofte i Kvinesdal kommune. Se även figur 1. [1]

Statens Vegvesen anlätade i januari 2007 Multiconsult AS för ingenjörsgelogiskt stöd i samband med byggnation av Ravneheitunneln. Tunneln hade i detta skede drivits ca 400 meter in från det södra påslaget.

Den 20 mars 2007 inträffade ett stort ras på stoff, c:a 900 meter in i tunneln. Denna artikel beskriver omständigheterna för detta ras samt de säkringsåtgärder som vidtogs i syfte att hejda och säkra raset. Dessutom beskrivs de insatser som utförts under den efterföljande perioden, bland annat en seismisk tomografiundersökning som utfördes i syfte att klarlägga hur högt rasschaktet fortplantat sig upp igenom berget.

Figur 1 (höger). Karta visande Ravneheitunneln och dess omgivning. **Figure 1 (right).** Map showing the Ravnehei tunnel and surroundings

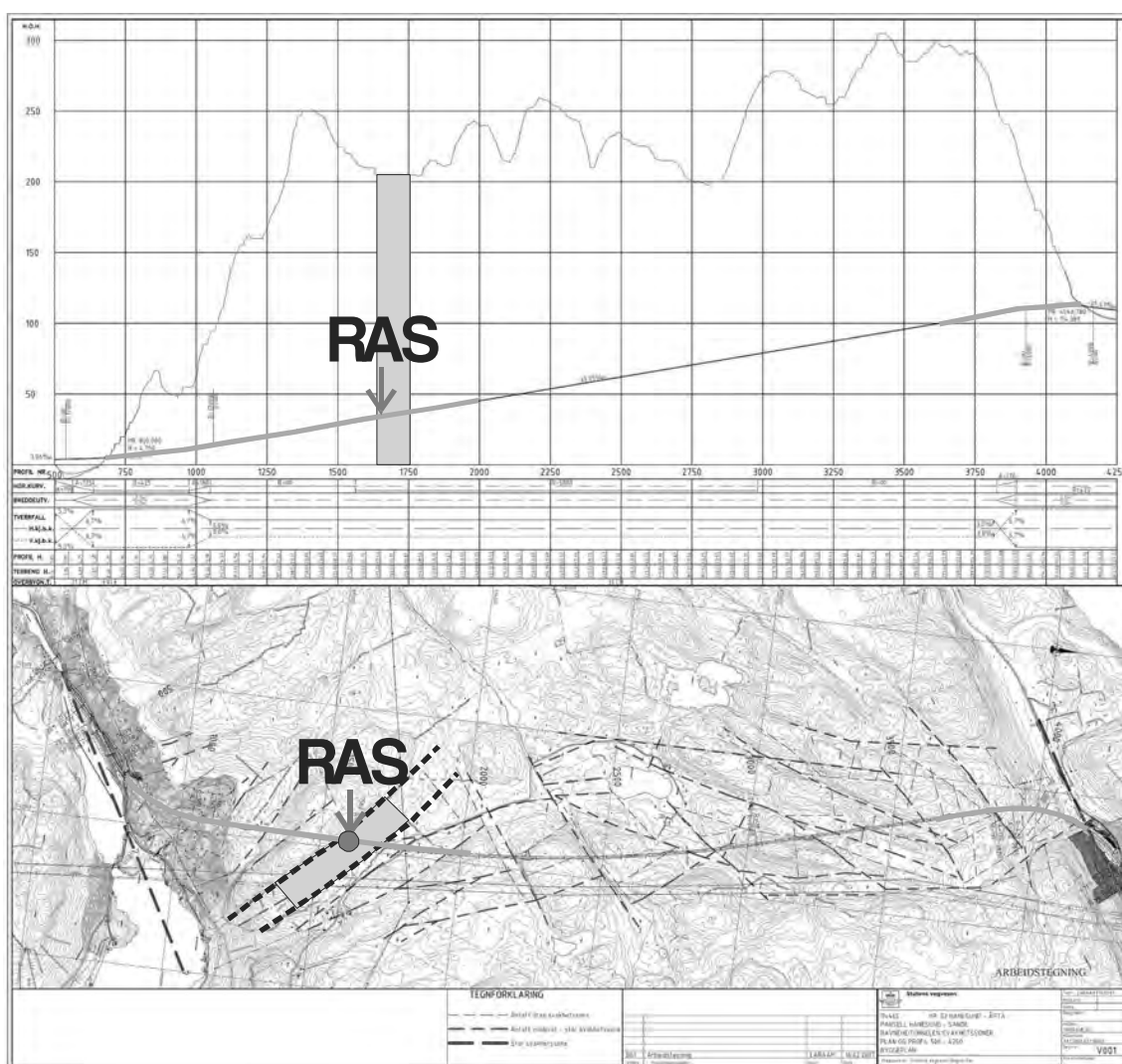
Figur 2 (nedan). Figur visande dominerande sprickriktningar i de norra, centrala och södra delarna av tunnelområdet. **Figure 2 (below).** Image showing the major distribution of cracks in the north, central and southern parts of the tunnel area.



2. Topografiska och geologiska förhållanden

Ravneheitunneln har en stigning på 33,75 promille från söder mot norr. Profilhöjd i söder är 5 meter, och i norr 112 meter. Bergtäckningen längs sträckan uppgår till maximalt 220 meter (se figur 3). Berget består i sin helhet av charnockit, en pyroxenförande kalifältspatrik granit. Tunnellinjen passerar ett antal svaghetszoner, som på markytan avspeglas i markerade dalgångar och raviner. I de mellanliggande mer ostörda bergspartierna är uppspräckningen liten eller medelstor, med ett sprickavstånd på mellan 0,5 till 3,0 meter.

Svaghetszonernas strykning fördelar sig i huvudsak enligt figur 2. Dessutom uppträder enskilda zoner med en N-S strykning. De flesta zonerna är brantstående.

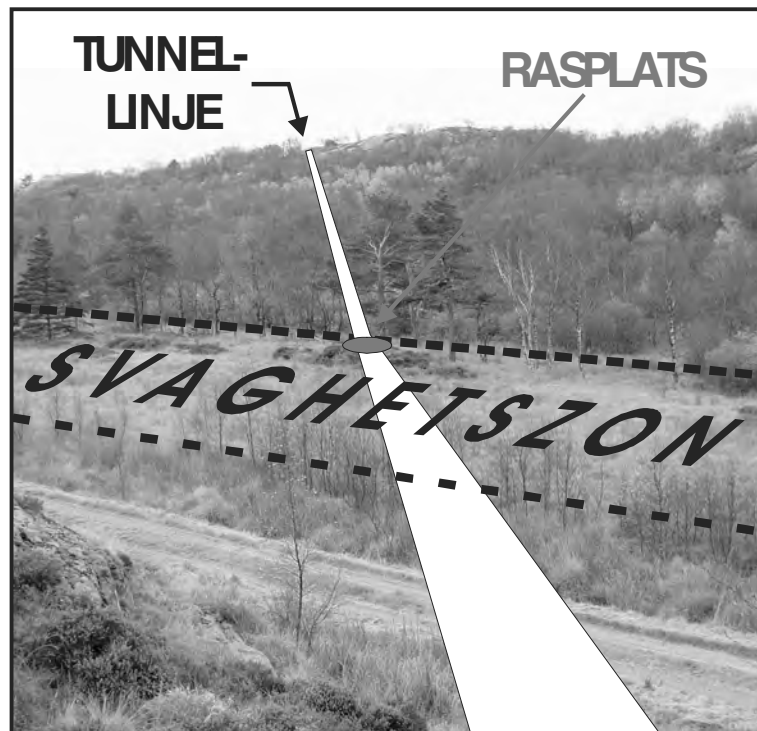


Figur 3. Plan och längdprofil för Ravneheitunneln. Rasplats markerad med röd pil, och svaghetszon markerad med grått fält. Grön linje representerar färdig tunnel 23/10 2007.

Figure 3. Drawings showing the Ravnehei tunnel. Location of rock fall is marked with red arrow, and the shear zone with grey field. Green line represent tunnel progress by 23/10 2007.

Figur 4. Foto över markytan ovanför rasplatsen visande tunnellenje (vit) i relation till svaghetszonens läge samt position för ras på tunnelnivå. Foto taget från norr mot söder

Figure 4. Photo of the ground surface above the rock fall. Tunnel line (white) is shown in relation to the shearszone (black) and the position of the rock fall in the tunnel (red). Photo taken from north to south



3. Ras på stuf den 20:e mars 2007

Ett ras inträffade på stuf på eftermiddagen tisdagen den 20 mars 2007. Raset började c:a en timme efter urlastning av salva med stuf vid längdmätning 1634. Vid borring av salvhål hade man uppfattat förhöjda borrsjunkhastigheter i enskilda hål, men utöver detta hade borring och laddning utförts utan några särskilda problem. Då det började rasa från tak och stuf drog man snabbt tillbaka personal och maskiner från tunnelfronten. Under de efterföljande timmarna ökade rasutvecklingen dramatiskt, och sent på kvällen var i princip hela tunnelprofilen uppfylld av rasmassor (se figur 5 och 6) [2]. I detta skede kallade man in ingenjörsgelog från Multiconsult för att assistera i det efterföljande arbetet med att hejda och säkra raset.

Kjetil Moen anlände till rasplatsen på förmiddagen onsdag den 21 mars. Bilden i figur 5 visar hur det då såg ut på rasplatsen. Tunneln hade drivits in i en större NV-SO strykande krosszon innehållande lösa moränliknande massor bestående av stenblock, nedmalt stenmaterial och lera. Prover som tagits på tidigare passerade svaghetszoner visade på innehåll av mycket aktiv svällera, vilket föranledde en misstanke om att så var fallet även med den aktuella svaghetszonen. Efterföljande analys av lera från den aktuella svaghetszonen visade ett svälltryck på 0,4 Mpa (aktiv) samt fri svällning på 141% (medelaktiv) [3].

I början av raset konstaterades att zonen var i princip torr. Efter några dagar uppstod dock mindre vattenläckage. Av säkerhetsskäl kunde någon noggrann kartering av raszonen ej genomföras. Inte heller kunde man analysera rasschaktets form eller storlek. Tidiga observationer indikerade dock att raszonen tvärade tunnellenjen med stor

vinkel och var brantstående. Inmätning visade att raszonens tjocklek uppgick till c:a 4 meter (längdmätning 1631-35) i de centrala delarna, och något mindre ut mot väggarna. Man utgick från att raset avgränsades vertikalt upp från vänster tunnelvägg, men att raset lutade utåt med c:a 70 grader från höger tunnelvägg. Detta yttrade sig genom att raskägglan utvecklade sig upp mot högerväggen. Redan några timmar efter det att raset startat beräknade man att höjden på rasschaktet uppgick till omkring 10 meter ovan tunnelnivån. Man bedömde dessutom risken som stor att raset skulle utveckla sig och att schaktets vertikala utbredning skulle öka väsentligt med tiden.

På kvällen samma dag som raset startade blev två sonderingshål borrade; ett 33 meter långt på vänstersidan och ett 30 meter långt på högersidan. Borren sattes c:a 10 meter bakom raszonen med en vinkel på c:a 15 grader ut från tunnellen. Indikationer på borrsjunkhastigheter och spolvattenfärg tydde på att den svaghetszon i vilken raset skett kunde ha en tjocklek på minst 20 meter.



Figur 5. Bild visande rasets utbredning på tunnelnivå efter en dag.

Figure 5. Photo showing the extent of the rock fall after one day.

4. Säkringsåtgärder

Dagen efter raset startade började man skissa på en plan på hur raset skulle hejdas och razzonen säkras. Planen utarbetades i form av ett samarbete mellan entreprenör, byggherre och ingenjörsgéolog.

4.1 Etablering av betongplugg

Som ett första steg beslutade man att en c:a 4 meter hög betongplugg skulle placeras i rasschaktet ovan tunneltaket. De rasmassor som låg i tunneln skulle tjäna som mothåll på pluggens undersida. Vid arbetet gick man i grova drag tillväga på följande sätt (se även figur 7).

1. 2 st. femtums hål borrades i tunneltaket c:a 8 meter bakom raset, och med c:a 25 graders lutning uppåt, så att de kom ut i rasschaktet vid längdmätning 1631, c:a 4 meter ovan tunneltaket. Dessa hål var tänkta att användas för att kunna föra in betongpumpslangar.
2. Rasmassorna på högersidan grävdes/drogs fram så att raskäglans högsta punkt låg ungefär i höjd med den nivå där tunneltak skulle ligga. Därefter fylldes tunnelprofilen vid stuf med stenmassor.
3. För att försäkra sig om att det blev tätt mellan fast berg och stenmassor placerades c:a 16 m³ fiberarmerad sprutbetong i denna övergång.
4. Framför raskäglan placerades stora stenblock för att ytterligare förbättra stabiliteten under den planerade betongpluggen.
5. Gjutning av betongpluggen utfördes under natten till torsdag 22/3. C:a 100 m³ gick åt, och arbetet tog c:a 8 timmar i anspråk.

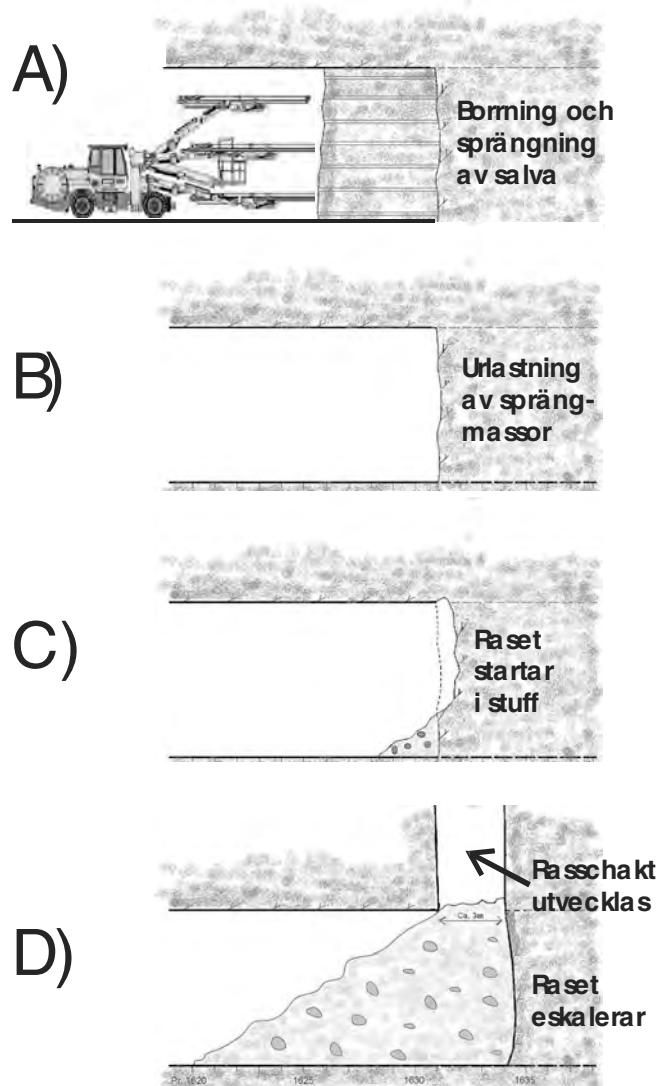
4.2 Fortsatt ras 23:e mars 2007/ kompletterande arbetsäkring

Urlastning av de kvarvarande rasmassorna påbörjades fredagen 23/3. På kvällen samma dag upptäcktes ett c:a 1 m² stort hål mellan betongpluggen och berget i den högra väggen, c:a 3 meter utanför teoretisk sprängprofil. Rasmassor kom fortlöpande ut ur detta hål. Detta hål tros ha uppstått på grund av att raset fortsatt under de 8 timmar det tog att gjuta betongpluggen, och att raskäglan därför vid gjutningen hade tagit sig högre upp i rasschaktet än vad som var avsett, och därmed förhindrade pluggens utbredning i detta område.

Det beslutades att man skulle avvakta denna situation, för att invänta att större block naturligt skulle täta till detta hål. Detta skedde också, och man mobiliserade för att påföra fiberarmerad sprutbetong. Innan man hunnit komma igång med denna insats bröt sig dock ett stort block igenom hålet. Blocket mätte c:a 2x1,5x1 meter. Detta innebar att hålet blev ännu större, troligen c:a 3-4 m². Rasmassor fortsatte därmed att i en jämn ström falla in i tunneln, och inom loppet av några timmar var tunnelprofilen ännu en gång fylld.

Figure 6. Principskiss för rasets utveckling 20/3 2007

Figure 6. Sketch showing the progression of the rock fall on the 20th of March 2007

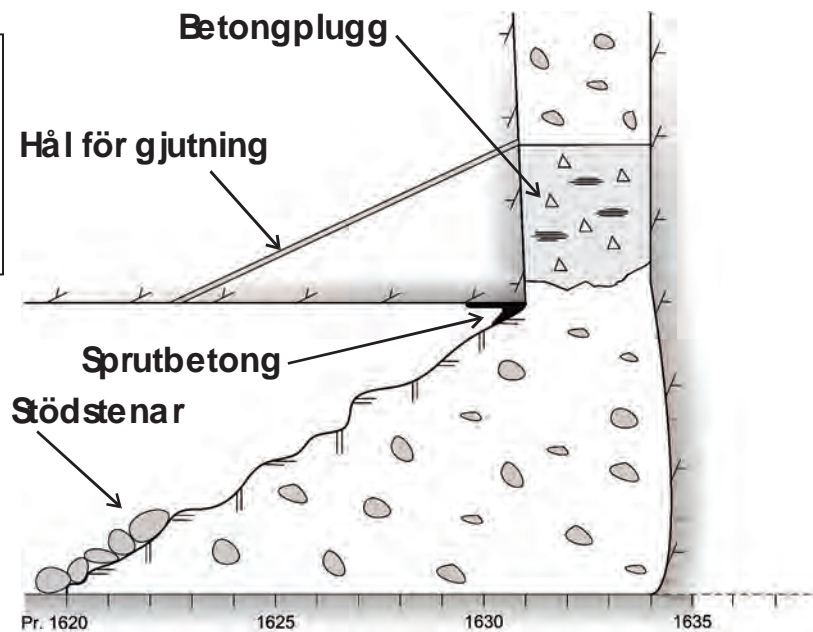


I detta skede beslutade man att etablera ett gitter av stag placerade strax under hålet (se figur 8). Stagen skulle sitta så tätt att de kunde blockera rasmassorna som tryckte på ovanifrån.

Som stag användes Ischebeck Titan 40/16 (yttre/inre diameter) med 70 mm bergborrkrona. Dessa stag är självborrande (stag och borr i samma enhet) och ansågs väl lämpade för uppgiften, då borret skulle sättas igenom både fast berg och lösa rasmassor. Dessa stag kan anpassas i 3-metersintervall till önskad längd. I detta fall monterades 15 meter långa stag

Stagen blev borrade från en punkt 4-5 meter bakom raszonen i någorlunda friskt berg. Dess längd var beräknat så att man skulle borra igenom minst 4 meter ”friskt” berg på den andra sidan av raszonen. 10 stag monterades med ett inbördes avstånd av c:a 30 cm i hålet.

Figur 7. Princip för etablering av betongplugg.
Figure 7. Method used for establishing concrete plug



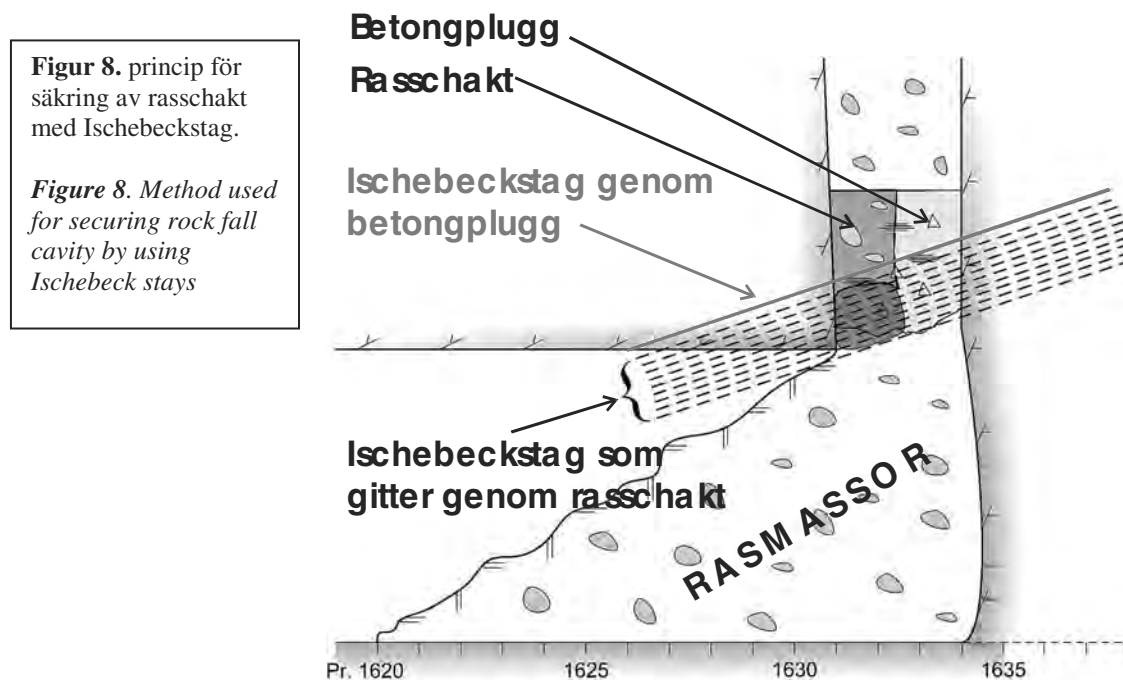
Man monterade även samma typ av stag (16 st.) igenom betongpluggen och i svaghetszonen i vardera tunnelväggen. Man hade tidigare gjort försök med att sätta kantstålbultar genom betongpluggen men misslyckats pga. fastborrning, troligen pga. fickor av lösmaterial i pluggen.

Vid injektering i stagen fylls borrhålen genom borrhönan, och därefter trycks cementen ut genom borrhålet. Eftersom borren passerar lösmassor kom stora cementmängder att pressas ut i hålrum vid sidan av borrhålen, och injekteringen blir därmed inte fullständig på "hitsidan" av rasschaktet. Stoppkriterium för injektering blev ansatt till 150 kg cement per stag. Maximalt injekteringsstryck blev ansatt till 10 bar. För att kompensera försämrade injektering runt stagen bakom rasschaktet gjordes efterinjektering med vanlig injekteringspump.

Efter att samtliga stag var monterade, injekterade och fått härda avlägsnades rasmassorna. Man kunde därefter konstatera att gittret hade önskad effekt, och att rasmassorna hölls i schack (se figur 9). Hålet blev därefter försett med ett 1-2 meter tjockt lager av sprutbetong. Efter detta påfördes hela tunnelprofilen samt stufen c:a 35 m³ sprutbetong, så att man efter hand skapade en tryckbåge under betongpluggen. De 3-4 metrarna med intakt berg strax före övergången till raszonen säkrades med radiella bultar (4 m) i ett system med 1,5 x 1,5 meters inbördes avstånd.

Baserat på det antal billass med rasmassor som lastats ur tunneln blev den sammanlagda volymen av utrasat material bedömt till c:a 3.000 m³. Med en omräkningsfaktor på 1,3 motsvarar detta ett hålrum ovanför tunneln på c:a 2.300 m³. Rasschaktets längd och bredd på tunnelnivå bedömdes till c:a 10x4 meter. Baserat på denna information bedömdes det som fullt möjligt att toppen på rasschaktet låg mer än

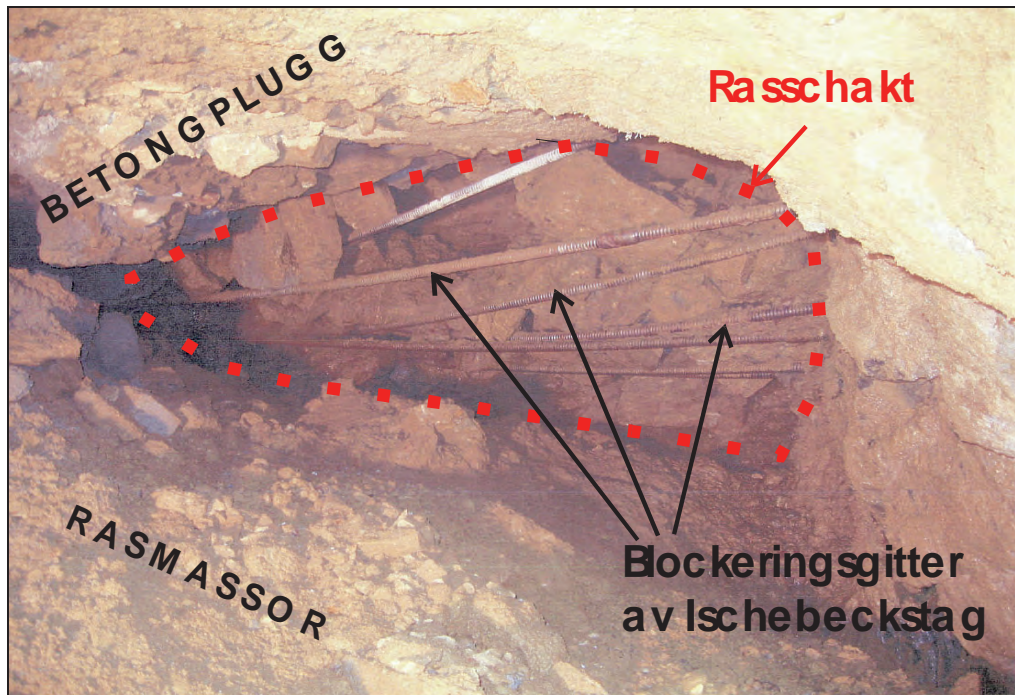
50 meter ovanför tunnelnivån redan 4 dagar efter att raset startade. Även om raset hejdats på tunnelnivå fanns det anledning att befara att raset fortsatte från raschaktets topp. Detta antagande stöds av det faktum att denna typ av svaghetszon normalt uppvisar sämre hållfasthet och större bredd ju närmare markytan man befinner sig.



4.4 Permanent säkring av raszonen

Beslut fattades att raszonen skulle säkras permanent med ett gjutet valv. Detta valv påbörjades 4,5 meter framför svaghetszonen (1626,5). Valvet armerades invändigt med armeringsnät i hela profilen. Dessutom lades armeringsnät in även mot berget. Eftersom valv hade gjutits fram till 1633, dvs. ett par meter in i raszonen etablerades en armeringsbåge på stuff, bestående av 6 st. 16mm armeringsjärn monterade på spilingbultar och radiella bultar i tak. Armeringsbågen förankrades i väggarna med Ischebeckstag för att motverka inpressning från det dåliga materialet i raszonen. För att ge plats för nästa sektion av valvet måste en kort salva skjutas. En lyckad 2 meters salva sköts, och omedelbart därefter etablerades en armerad sprutbetongbåge, som förankrades med radiella bultar (4 meter fullinjekterade 20mm). Därefter genomfördes ytterligare ett par korta salvor, med fortlöpande etablering av armerade sprutbetongbågar med ett inbördes avstånd av 1,5 meter, innan man fyllde på med korta (2,25 meter) gjutsektioner. Valvgjutningen avslutades ca 5 meter förbi raszonen, men eftersom bergkvaliteten var fortsatt dålig även därefter säkrades tunneln systematiskt med armerade sprutbetongbågar med ett inbördes avstånd av 1,5 meter. Det gjutna valvet blev 13 meter långt. Vid längdmätning c:a 1668 tonade svaghetszonen ut i den vänstra väggen, och stuffen nådde återigen friskt berg. Säkring med bågar kunde

därmed avslutas. För att säkra mot en tänkbar framtida uppressning av sulan etablerades sommaren 2007 en gjuten armerad sula längs samma sträcka som det gjutna valvet. Den gjutna sulan innebär även en ökad motståndskraft mot inpressning av väggarna. En fullständig bild av arbetssäkring och permanent säkring visas i figur 10.



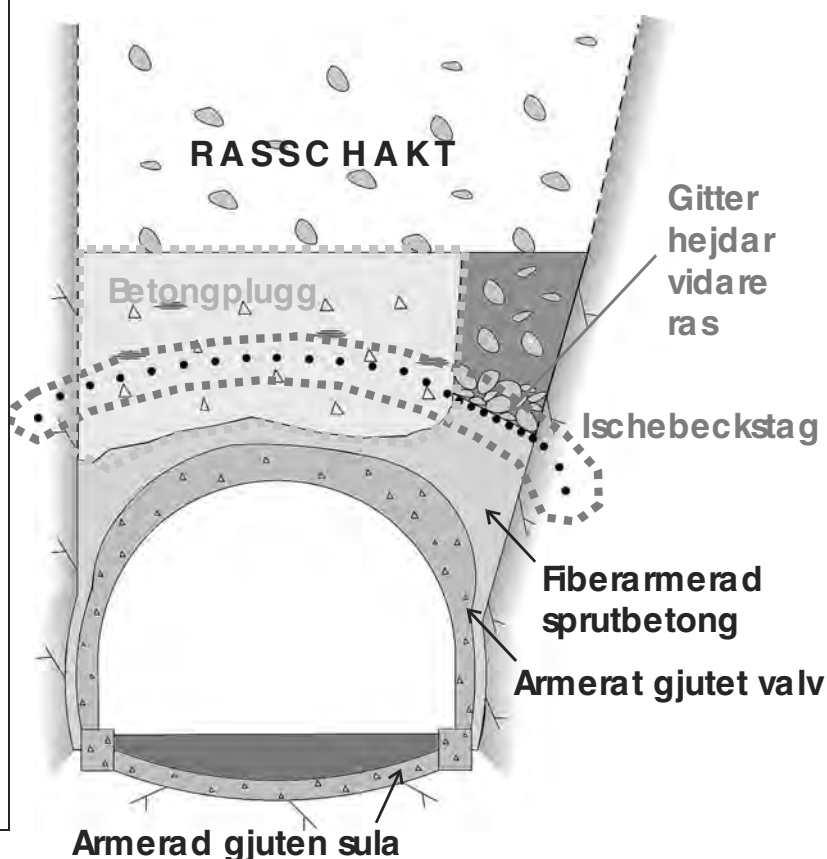
Figur 9. Rasschaktet och blockeringsgitter av Ischebeckstag (foto taget av Mesta AS)
Figure 9. Rock fall cavity and array of Ischebeck stays (photo by Mesta AS)

4.5 Deformationsmätningar

Deformationsmätningar har utförts systematiskt med c:a en månads mellanrum sedan maj 2007. Mätningarna har gjorts i tre profiler med 5 mätpunkter vardera. Mätningarna har visat maximal avvikelse på 5 mm, vilket bedöms ligga inom metodens mätnoggrannhet.

Figur 10. Komplet arbetsäkring (betongplugg och Ischebeckstag) och permanentäkring (gjutet valv och sula) Mörkgrå färg visar platsen för hålet som orsakade ras nummer 2.

Figure 10. Sketch showing the complete array of preliminary and permanent rock support installations. Concrete plug (blue), Ischebeck stays (red). Dark grey area shows the hole that caused the second rock fall. Light grey area shows shotcrete, medium grey shows cast concrete.



5. Seismisk tomografiundersökning av rasschaktet

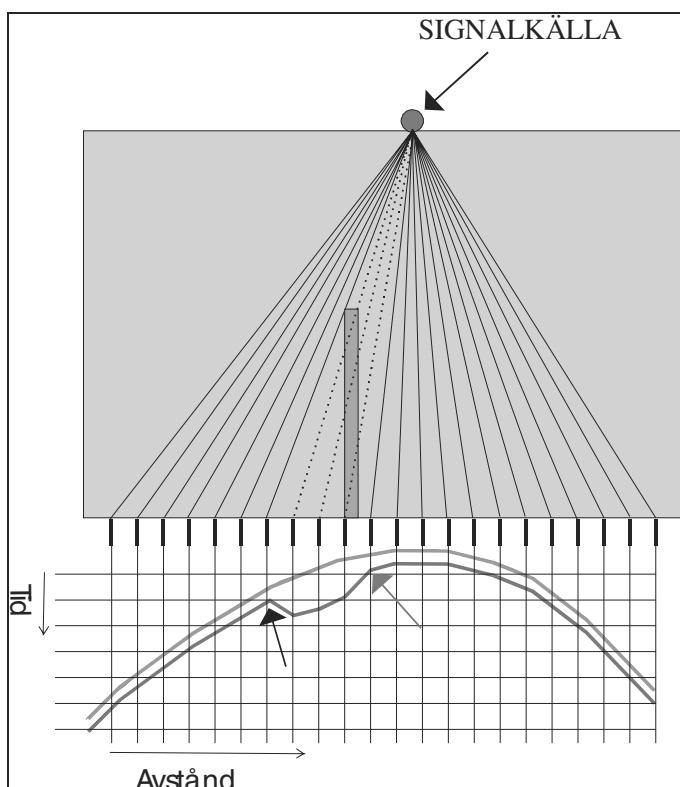
Mot bakgrund av de stora mängderna rasmassor som fallit in i tunneln var det av stort intresse för byggherren att få kontroll på hur nära markytan rasschaktet fortplantat sig, samt om möjligt kunna följa utvecklingen över tid. Det ansågs som troligt att det materialunderskott som uppstått i berget ovanför tunneln skulle kunna fortplanta sig ända upp till markytan 170 meter ovanför tunnelnivån (se fig. 4). Det beslutades att man skulle försöka använda sig av geofysiska metoder för att beräkna rasschaktets nivå. I detta skede kontaktades Geosigma AB i Göteborg för att ta fram en lämplig metod. Geosigma föreslog en ny(?) typ av seismisk tomografiundersökning som ett första steg, och blev därefter även anlitate för att utföra mätningar och efterföljande bearbetning och tolkning av data [4]. Det är inte känt för författarna av denna text om denna metod tidigare har använts för att lokalisera hålrum i berg. Det är dock känt att seismiska mätningar mellan markyta och tunnel utförts tidigare, bland annat för kärnavfallsanläggningen i Yucca Mountain i Nevada. Mätmetodik och databearbetningsmetodik har därför tagits fram speciellt för detta projekt.

Seismisk tomografi är en geofysisk metod som bygger på att man genomlyser ett objekt med akustiska signaler. En förutsättning är att man kan placera signalkällan (en sprängladdning) på ena sidan av objektet, och mottagarna (geofoner) på den motsatta sidan (se figur 11). Genom att använda sig av ett stort antal mottagare placerade på en

linje möjliggörs en 2-dimensionell analys av mellanliggande material. De signaler som passerar genom ett område med avvikande akustiska signaler kommer att anlända till mottagarna "för tidigt" eller "för sent" beroende på om området har förbättrade eller försämrade akustiska egenskaper jämfört med omgivande berg. I det aktuella fallet med Ravneheitunneln förväntas det raspåverkade området ha kraftigt försämrade akustiska egenskaper. I extremfallet kan det raspåverkade området betraktas som ett akustiskt hålrum, och därmed skulle de påverkade signalerna, om de över huvud taget tar sig igenom, vara kraftigt försvagade.

Figur 11. Skiss visande den teoretiska princip som använts vid undersökningarna. Ljusgrått fält representerar ostört berg, och mörkgrå färg representerar raspåverkat område. Röd linje visar ideal opåverkad signal för charnockit (6.000 m/s), blå linje förväntad påverkad signal. Röd pil visar position för först påverkad signal, svart pil markerar position för sist påverkad signal.

Figure 11. Sketch showing the theoretical principles for the investigation. Light grey represent undisturbed rock. Dark grey represent area affected by rock fall. Red line shows ideal unaffected signal for charnockite (6.000 m/s), blue line represent expected affected signal. Red arrow shows first affected signal, and black arrow shows last affected signal.



Eftersom geometrin mellan signalkälla och mottagare är känd kan det raspåverkade områdets högsta nivå beräknas genom att identifiera de mottagare som registrerar första och sista påverkade signal (jmf röd och svart pil i figur 11). Det bör noteras att rasschaktet inte är enda orsak till anisotropier. Svaghetszonen i vilken raset skett är, som tidigare beskrivits, betydligt bredare än själva rasschaktet. Dessutom förekommer mindre svaghetszoner i närheten av den plats där raset inträffade.

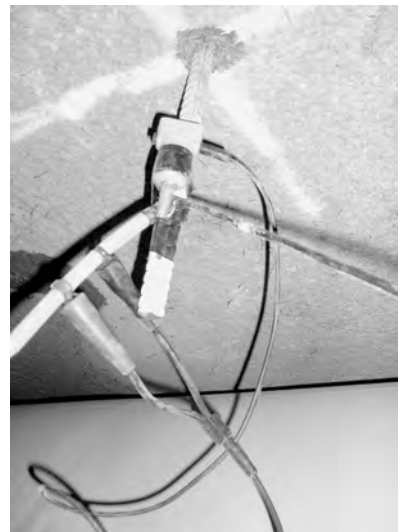
I fallet med Ravneheitunneln beslutades att använda en mätgeometri bestående av 8 laddningar placerade på markytan, samt 24 geofoner monterade på bergbultar som förinstallerats med 10 meters mellanrum i tunneltaket (se figur 13, 16 och tabell 1). Denna geometri bedömdes ha förutsättningar att kunna avbilda ett rasschakt med en höjd på över 100 meter över tunnelnivå. Geometrin anpassades även för att kunna se om raset hade fortplantat sig i sida av tunnellen.

Figur 12 (höger).
Fotografi visande den seismograf som användes vid mätningen.

Figure 1 (right).
Photo showing the seismograph used in the investigation.

Figur 13 (längst till höger) Fotografi visande geofon monterad på bergbult i tunneltak.

Figure 13 (far right).
Photo showing a geophone attached to bolt in tunnel roof.



Vid mätningarna användes sprängladdningar antända med nonel. Mottagarna utgjordes av geofoner av normaltyp (se fig. 13), Geofonerna kopplades ihop med en 24-kanalers digital seismograf av typ ABEM Mk6 (se figur 12). För att optimera signal/brus förhållandena under mättillfället utfördes mätningarna under produktionstopp, och med avstängd ventilation.

Tabell 1. Tabell visande skottgeometrin som användes vid mätningarna. Geofoner var placerade i tunneltak med 10 meters intervall mellan 1508 – 1738. Bergtäckning på platsen är c:a 170 m.

Table 2. Shot geometry used in survey. Geophones were located with 10 meter interval between 1508 – 1738. Bedrock coverage is c:a 170 m.

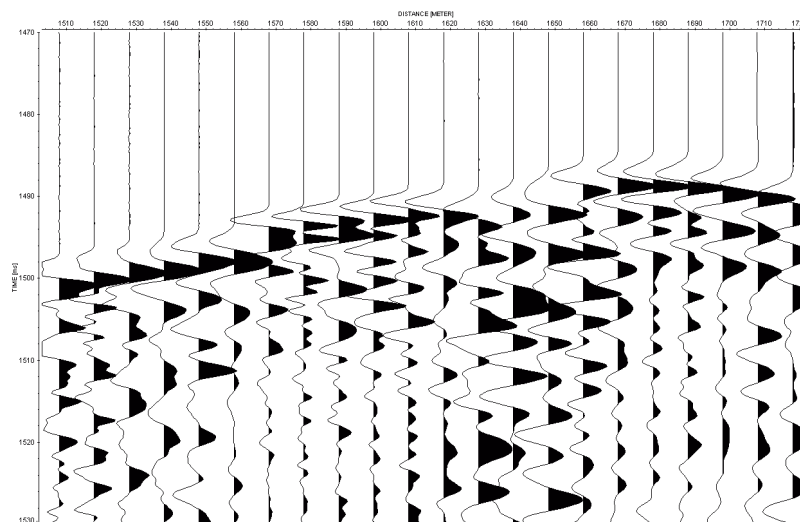
Skott ID	Position (längdmätning)
A	1720 på centrumlinje
B	1670 på centrumlinje
C	1600 på centrumlinje
D	1550 på centrumlinje
E	1700 vänster 40 m.
F	1700 vänster 20 m.
G	1700 höger 20 m.
H	1700 höger 40 m.

Registreringarna var generellt av mycket hög kvalitet (se figur 14). Registreringarna bearbetades och tolkades i syfte att bestämma läget för första och sista påverkade signalen (jfr fig. 11 och 15). Signalerna jämfördes först var och en för sig med förväntad ideal signal för opåverkat berg (i detta fall charnockit med antagen hastighet på 6.000 m/s). Denna jämförelse möjliggör noggrann positionering av de signalförändringar som härrör från anisotropier i berggrunden (se fig. 12). De ”sektorer” som representerar det raspåverkade området kan därmed beräknas (se fig. 16). De olika sektorerna samtolkas därefter.

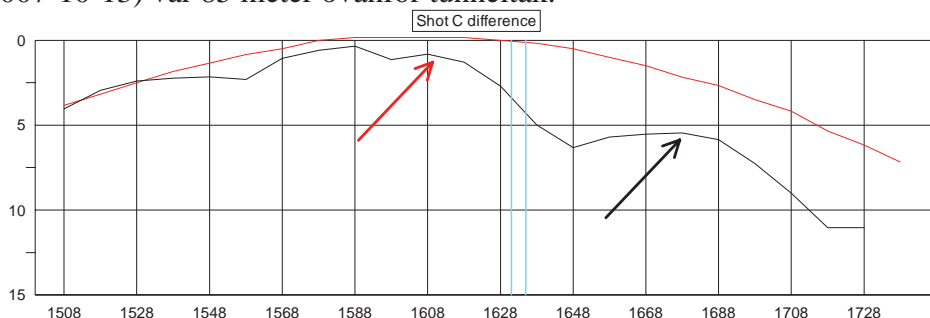
Därmed uppnås i princip ett reciprokt förhållande, som innebär att det raspåverkade området kan avbildas både i höjddled och längdled.

Figur 14. Exempel på signal från ett skott. Notera en mycket bra signal/brus-förhållande.

Figure 14. Example of the signals received from a shot. Note the high signal-to noise ratio.



En samlad bild från de olika registreringarna visar en relativt enhetlig bild av ett brett raspåverkat område med spetsig topp (se figur 16). Raset maximala vertikala utbredning (om man endast tar hänsyn till laddning B och C som är bäst placerade) anges till 125 meter, eller 85 meter ovan tunneltaket. Om man tar hänsyn till samtliga laddningar är rasschaktets högsta punkt belägen på 110 meter, eller 70 meter ovanför tunneltaket. Noterbart är att bredden på det raspåverkade området (längdmätning 1618 – 1668) är betydligt större (20-25 meter) än bredden på rasschaktets öppning på tunnelnivå (1631-1635). Signalernas dämpning i sina respektive sektorer tyder på att åtminstone den övre delen av det raspåverkade området kan betraktas som ett akustiskt hålrum. Den nedre begränsningsytan för raset är mycket osäker, eftersom den befinner sig i ”skuggan” av det högre belägna hålrummet. Det raspåverkade områdets utbredning i sida av tunneln är inte möjlig att avgränsa baserat på de utförda undersökningarna. Det är emellertid uppenbart att signalpåverkan är störst på den registrering som gjorts med den laddning som placerats längst till höger (laddning H). Detta tolkas som om huvuddelen av raset har dragit något åt höger. Det finns dock inga indikationer på att raset har fortplantat sig högre upp i sida om tunneln än vad som anges i figur 16. Slutsatsen är att rasschaktets maximala vertikala utbredning vid mättillfället (2007-10-13) var 85 meter ovanför tunneltak.



Figur 15 (föregående sida). Figur visande ideal signal för friskt berg med P-vågshastighet 6.000 m/s (röd) samt verkligt utfall för skott C (svart). Först påverkad signal är markerad med röd pil, sist påverkad signal markerad är med svart pil. Ljusblå streck anger raszonens placering.

Figure 15 (previous page). Graph showing ideal signal for undisturbed bedrock with P-wave velocity 6.000 m/s (red) and registered signal for shot C (black), First affected signal is marked with red arrow, the last affected signal is marked with black arrow. Light blue lines shows the rock fall position in the tunnel

Figur 16 (nästa sida). Graf visande resultatet av de seismiska mätningarna. Skott A-D plottas i nedre grafen. Tolkat resultat presenteras skalenligt i den övre grafen. Utbredningen av det raspåverkade området anges i enlighet med de begränsningslinjer (sektorer) som utlästs för varje skott.

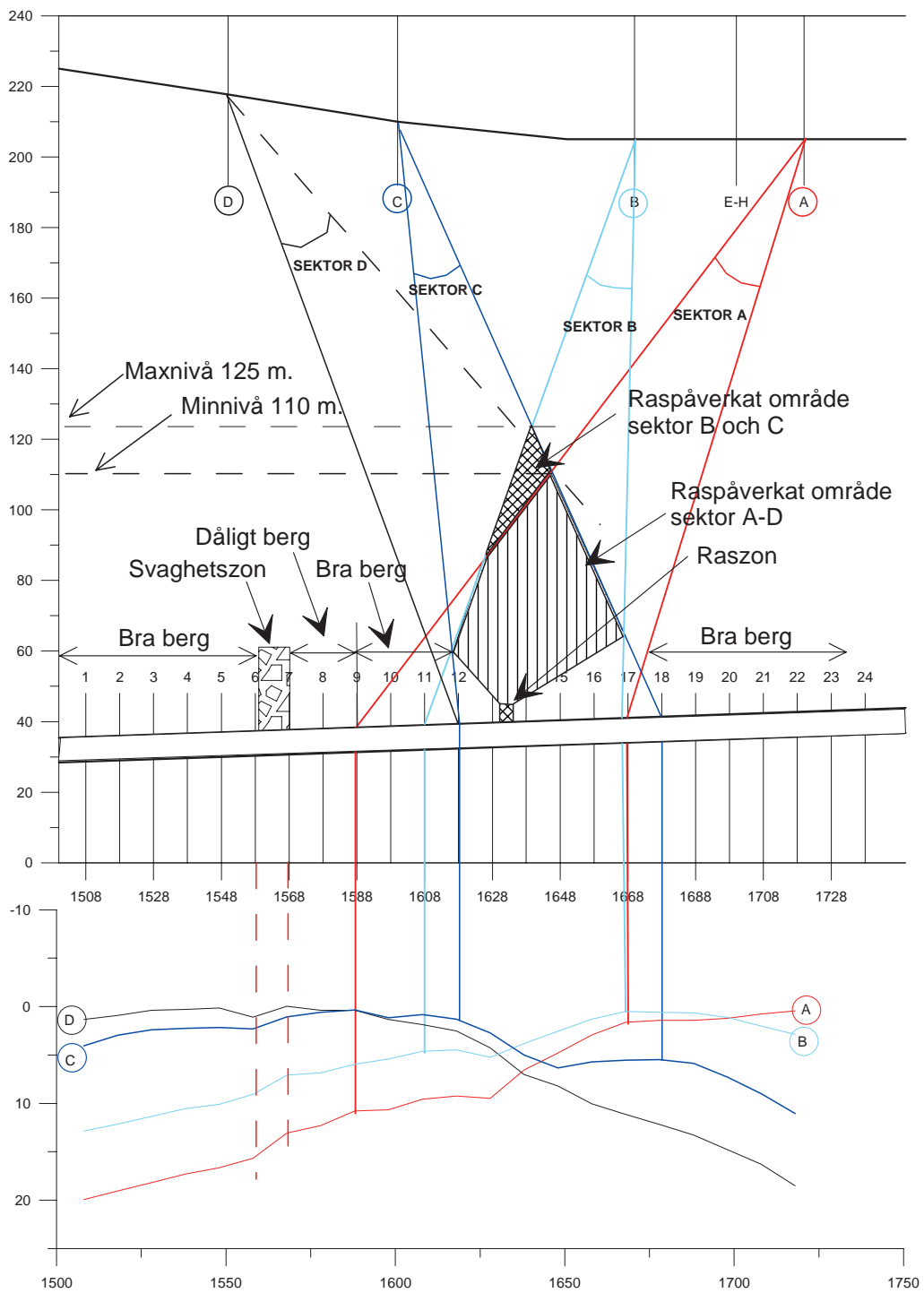
Figure 16 (next page). Graph showing the result of the seismic investigation. Shot A-D are plotted in the lower graph. The interpreted result is presented to scale in the upper graph. The extent of the area affected by the rock fall is given in accordance with the sectors calculated for each shot.

Efterord

Det stora ras som inträffade i Ravneheitunneln hejdades effektivt genom de insatser som gjordes under de dagar som följde. Även det fortsatta raset hejdades effektivt, trots de stora volymer rasmaterial som föll in i tunneln. Det resulterande hålrummet i berget ovanför tunneln skapar ett problem, kanske inte så mycket för själva tunneln, utan för säkerheten på markytan. Behovet av att kunna avbilda och övervaka denna situation är uppenbar. Den seismiska metod som presenteras här visar på ett sätt att erhålla sådan vital information.

Mot bakgrund av de volymer med lösmassor som avlägsnats ur berget samt resultaten från de seismiska undersökningarna förefaller det inte som osannolikt att rasutvecklingen fortfarande pågår. Om detta sker kontinuerligt eller periodvis är oklart. Den yttersta konsekvensen av detta är att raset slutligen kan komma att nå markytan. Ett tecken på att detta sker är en plötslig vattenavsänkning av myrområdet ovan rasplatsen.

För att möjliggöra övervakning av rasschaktet har byggherren beslutat att behålla de särskilda installationer som använts vid mätningarna. På så vis kan mätningarna repeteras vid senare tillfällen. Med möjlighet att jämföra resultat från mätningar utförda vid flera tillfällen kommer man att kunna bedöma med vilket hastighet raset eventuellt utvecklar sig, eller om raset har stannat upp.



Referenser

- [1] Statens vegvesen Region sør. Prosjekt Rv. 465 Kjørrefjord – Ulland, parsell Hanesund – Sande, konkurransegrunnlag – Ingeniørgeologisk beskrivelse, mars 2006.
- [2] Byggeleder Odd Johansen, Statens vegvesen Region sør. Presentasjon til infomøte 29.08.07.
- [3] SINTEF, rapp. 07029IG vedr. labtest av svelleleire fra rassonen.
- [4] Geosigma AB v/Rikard Marek. Rapport nr. 07179 – Seismisk tomografi, Ravneheitunnelen, Norge
- [5] Kjetil Moen (2007) Ras på stoff i Ravneheitunneln, Farsund. In: Norsk Jord- och Fjellteknisk Forbund; Proceedings of Fjellsprengningsteknikk: Fjellsprengningsdagen 2007, Oslo. pp 5-1 – 5-19

HANTERING AV VATTEN I TUNNLAR – PROBLEM OCH MÖJLIGHETER

Managing water in tunnels – Problems and possibilities

Anna Andrén, Banverket

Magnus Eriksson, Vattenfall Power Consultant AB

Peter Wilén, Vattenfall Power Consultant AB

SAMMANFATTNING

Följande artikel presenterar resultat från några genomförda studier samt en diskussion om vatten- och frostisolering i tunnlar. Hantering av vatten i samband med tunnelbyggnad är mycket kostsamt och det finns stora incitament att utveckla kunnandet. Trots de insatser som görs på injektering och vatten- och frostisolering uppstår ofta ett omfattande behov av besiktningar och underhåll. Det uppmärksammas i studierna att det underlag på vilket prognoser av mängder bygger samt beslut om placering av dräner är mycket bristfälligt. Riktlinjer i dessa frågor saknas och kunskapen om vilka faktorer som styr är begränsade.

SUMMARY

This paper presents main findings in some studies recently performed on the subject of managing water in tunnels and discusses some issues on this subject. Managing water in tunnels is a main issue in the construction phase due to the high costs involved. In spite large efforts on grouting of the tunnels and installation of drainage materials, regular inspections and maintenance are required. It is noticed that the base for estimating need of drainage materials and the base for proper placement of the material is lacking. Premises in these issues are missing and the knowledge of governing factors is limited.

1 INLEDNING

Hantering av vatten i tunnlar är en kostsam aktivitet och innefattar tätningsåtgärder som förinjektering och efterinjektering, vatten- och frostisolering, pumpning av vatten och eventuellt även infiltration för att upprätthålla grundvattennivåer. Det finns även sekundära kostnader som uppkommer genom att ett större tvärsnitt krävs för att rymma dränmaterial. Kostnaderna skulle säkert vara acceptabla om funktionen och säkerheten blivit betryggande men det finns fall där dessa inte är garanterade trots omfattande insatser vilket i sin tur kräver besiktningar och periodiskt underhåll.

Forskning kring de grundläggande orsakerna till istillväxt och frostsprängning i tunnlar har pågått i många år och visar att frostsprängning beror på volymökningen vid frysning och vattenvandring mot isfronten. I rapporter från exempelvis Andersson (2001) och Andrén (2006) finns sammanställningar av aktuell forskning. De processer som är inblandade påverkas av ett flertal faktorer såsom vattentillgång, temperatur mm. Sammantaget är det ett komplicerat samspel som orsakar dropp, isbildning och andra oönskade inslag kopplade till vatten.

Kunskapen om vad som orsakar inläckage och isbildning är delvis utredd och riktlinjer finns för val av material och tjocklek mm med referens till bland andra Vegvesendet (2006), Banverkets BV Tunnel (2005), Vägverkets anvisningsdokument ATB Tunnel 2004 och Järnvägs AMA. Dessa dokument ger dock inte vägledning i kalkylering eller placering av dräner och ej heller hur omfattande underhåll ska undvikas. Dessa frågor löses därför huvudsakligen baserat på erfarenhet hos inblandade personer.

För att öka kunskapen om vatten- och frostisolering har ett antal studier genomförts de senare åren. I SveBeFo's regi har studier genomförts med syfte att finna faktorer som har betydelse för kalkylering, placering och funktion på dräner i bergtunnlar. I Banverkets regi har även en analys av vatten- och frostproblem i Banverkets befintliga tunnlar utförts i syfte att fånga upp problem kring inläckage i tunnlar och hur dessa läckage påverkar tunneln då de utsätts för kyla. Studierna motiveras till stor del av Banverkets och Vägverkets behov av säkra tunnlar för trafik samt en önskan om lägre underhållskostnader.

Avsikten med följande artikel är att belysa kunskapsläget och pågående arbeten inom området vatten- och frostisolering samt att påvisa en del av de problem och möjligheter som återfinns baserat på nämnda studier. I artikeln ges en kortare sammanfattning av genomförande och resultat av de studier som Vattenfall Power Consultant och Banverket har genomfört under senare år. Mer information återfinns i de rapporter som presenteras av Hargelius (2006), Wilén m fl (2007) och Andrén (2008).

2 KALKYLERING OCH PLACERING AV DRÄNER

I studien har ett antal faktorer studerats baserat på relationshandlingar från 13 stycken tunnlar/tunnelavsnitt av varierande typ. Avsikten var att undersöka om det finns identifierbara geologiska faktorer eller förhållandena i övrigt som kan ge underlag för bedömning av mängd dräner eller för lämplig placering av dräner.

Faktorer som undersökts är:

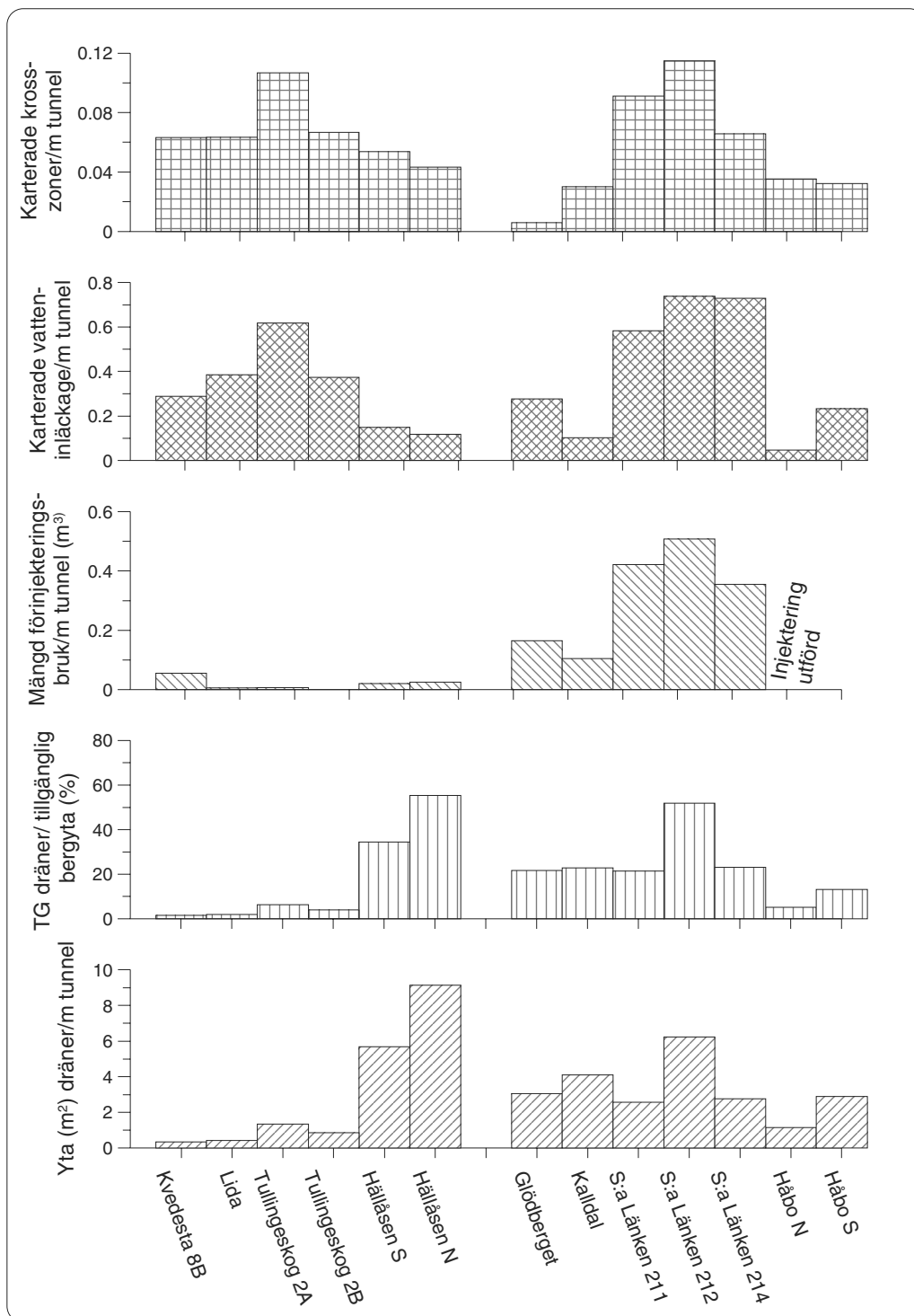
- Geologiska anomalier, exempelvis krosszoner/sprickor
- Karterad förekomst av och mängd vatten
- Förekomst/Mängd förinjektering
- Förekomst/Mängd efterinjektering
- I några fall bergkvalitet

Mängd installerade dräner i tunnarna varierar mellan 0 och ca 60 % av ytan i de studerade fallen och det förefaller logiskt att det finns några skillnader som styr hur stor mängd som installeras. Tunnarna/tunnelavsnitten som studerats är i olika geologiska miljöer, har olika injekteringsmetodiker, olika djup samt olika regional placering.

En sammanställning av hur olika faktorer varierat mellan olika studerade tunnelavsnitt redovisas i Figur 2-1. I figuren redovisas tunnlar utan kontinuerlig förinjektering till vänster i figuren och med kontinuerlig förinjektering till höger.

Vid en överblick av de presenterade resultaten återfinns inte några klara samband utan faktorer förefaller förhålla sig slumpmässigt till varandra. Det framkommer som exempel inte att injekteringen har haft en avgörande inverkan på mängden dräner om jämförelse görs med gruppen ej förinjekterade tunnlar. Slutsatsen av detta är att dränbehovet inte kan bedömas enbart på geologiska förhållanden utan effekten av injekteringen även måste inkluderas. Effekten av injektering i värden av inläckage bör vara direkt kopplat till mängd dräner av den anledningen att dräner installeras där dropp eller inläckage förekommer. Mängden injektering är dock en dålig indikator på hur effekten av injektering varit beroende på att det inte finns någon koppling mellan mängd injektering och hur tät tunneln är. Effekten av injekteringen måste därför bedömas baserat på mängden vatten som återfinns.

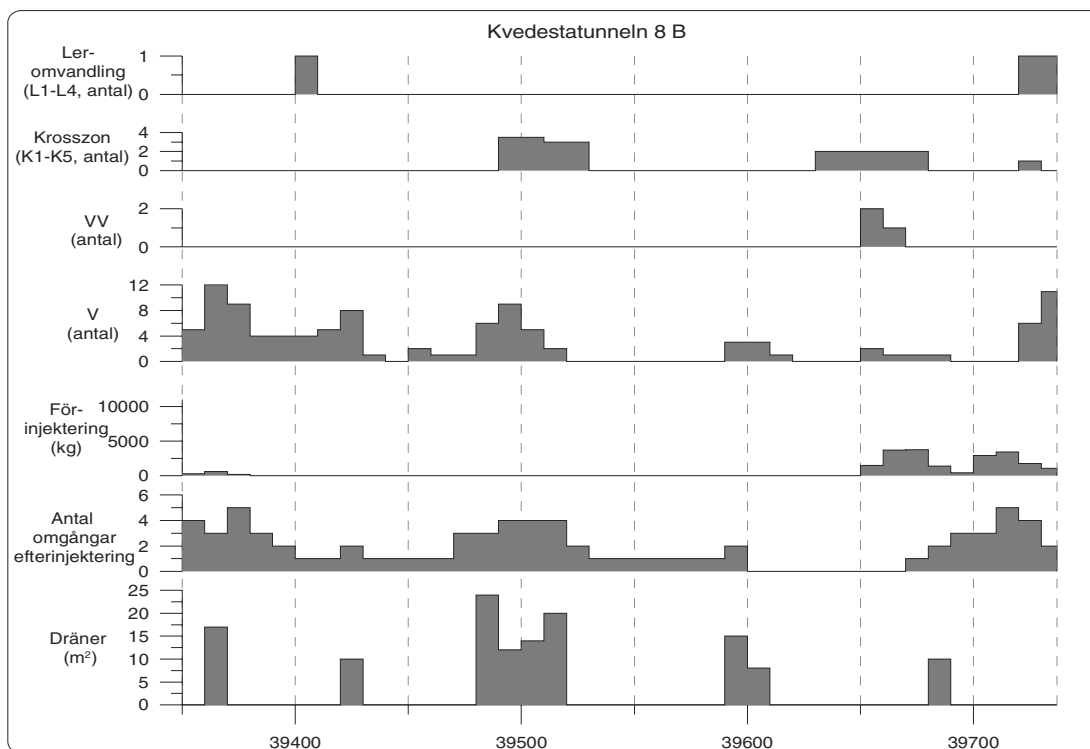
Detta återspeglar att det är många faktorer som inverkar på resultatet och att en del av dessa kanske inte återfinns bland de studerade. Det gäller till exempel ambitionsnivån när det gäller förinjekteringsarbete, (täthetskrav och inläckagekrav) och även ambitionsnivån på hur mycket dräner som monterats i byggskedet. Troligen har kraven på utförande och dokumentation varit högre på Södra länkens tunnlar än på övriga tunnlar i studien. Några av Grödingebanans tunnlar har relativt begränsade dränareor (jämfört med vattenförekomst och antal krosszoner). Hällåsen har omfattande områden med dräner jämfört med karterad vattenförekomst.



Figur 2-1 En sammanställning av variation hos olika faktorer mellan de studerad tunnelavsnitten (Wilén et al, 2007). TG avser täckningsgrad, dvs mängd dränyta per tunnelyta.

Graphical presentation of the results from the different tunnels in the study. (Wilén et al, 2007). TG represents degree of tunnel area covered with drainage material.

Ett exempel på hur redovisningen gjorts i detalj visas i Figur 2-2 nedan. Olika faktorer har redovisats grafiskt över tunnelsträckan för att ge en visuell bild av förhållanden. De värden som redovisas är tolkade utifrån dokumentationen från projektet och är på så vis något osäker i vissa avseenden. Översiktligt sett erhålls dock en bild av hur förhållandena varierat över tunnelsträckan.



Figur 2-2 Grafisk presentation över olika faktors variation i ett studerat tunnelavsnitt på Kvedestatunneln 8b (Wilén et al, 2007).

Graphical presentation of the variation of the different factors studied in a part of the Kvedesta tunnel 8b (Wilén et al, 2007).

Resultatet av studien visar på komplicerade förhållanden avseende mängd dräner. I några fall kan kopplingar mellan exempelvis krosszoner och förekomst av dräner återfinnas men i andra fall av tunnlar kan ingen ökad mängd av dräner återfinnas i områden med zoner.

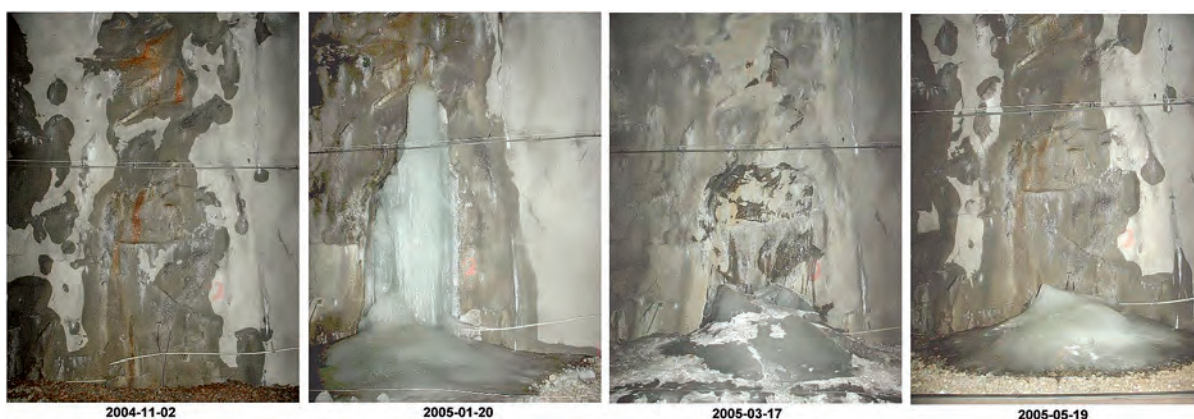
Den viktigaste faktorn för att optimera lägen för dräner är givetvis att lokalisera var vatten/is förekommer och ger/kan ge problem. Detta kan som det visat sig vara besvärligt då vattenläckage tenderar att "flytta sig" i tunnlar, vilket innebär att kartering/inventering av vatten bör ske vid flera tillfällen. Görs detta och under en så lång tidsperiod som möjligt och helst under olika årstider och grundvattensituationer så kan säkerheten i placeringen ökas. Detta kan vara svårt att åstadkomma i ett byggskede men är önskvärt. Det ställs givetvis också krav på hur inventeringarna utförs och redovisas (jämförbarhet både avseende lägen och omfattning). Först efter analys av

detta material bör beslut tas om var dräner skall monteras. Bredden på dräner bör också diskuteras och erfarenheter visar att för smala dräner bör undvikas eftersom dels funktionen av isoleringen är beroende av bredden och dels för att risken att missa läckagen ökar speciellt om dräner monteras under en period då vatten kanske inte förekommer i tunneln. En fråga som inte studerats är inverkan av injektering av sulan och hur det kan inverka på förekomst av dropp och isproblem i tak och väggar.

3 STUDIE AVSEENDE VATTEN- OCH FROSTPROBLEM I BANVERKETS TUNNLAR

Målet med projektet var att försöka förbättra kunskapen om var och när vatten- och frostproblem uppstår i tunnlar. Fem tunnlar valdes ut för att vara med i studien. Tre tunnlar ligger i den norra regionen (Nuolja, Laduberg och Glödborget) och två ligger i Stockholmsregionen (Rönninge och Kvedesta). Dessa tunnlar har besiktigats vid ett flertal olika tillfällen, dels för att observera var och när problem uppstår och dels för att se om det finns variationer över året. Det första besiktningstillfället utfördes på hösten innan tunneln utsattes för frost. Det andra besiktningstillfället utfördes i början av köldperioden. Det tredje tillfället genomfördes när köldperioden hade pågått under en tid och det sista besiktningstillfället skedde på våren när tunneln tinat igen.

Resultaten av besiktningarna redovisas på besiktningsritningar, i stapeldiagram över antalet vatten- och isobservationer per 100 m tunnel samt med utvalda fotografier som visar samma sektion fotograferade vid de olika besiktningstillfällena. Se exempelvis Figur 3-1 som visar ett läckageställe vid sidan av en insprutad drän, som i sig inte var så oroväckande vid det första besiktningstillfället men som vid den andra besiktningen har utvecklats till en stor ispelare.



Figur 3-1 Skillnad mellan de fyra besiktningstillfällena – läckage vid sidan av drän, Glödborget. (Andrén, 2008)

Comparison of a leakage spot at four different occasions over the year - leakage beside the drainage (Andrén, 2008)

I olika sektioner med förhållandevis liknande läckagemängder kunde det vintertid i en sektion utvecklas mycket is medan det i en annan kunde vara helt torrt. Vidare kunde en sektion som vid höstbesiktningen hade många droppobservationer vara helt torr utan isobservationer vid nästa besiktning, medan det i en annan sektion kunde ha bildats mycket is trots att den sektionen vid höstbesiktningen endast hade varit fuktig. Detta kan bero på den aktuella läckagepunktens kontakt med omgivande akvifer. Det vill säga om sprickan har kontakt med grundvattnet kan läckaget fortsätta att föra fram vatten till läckagepunkten, medan läckaget i en spricka som ligger ovanför grundvattenytan endast påverkas av den nederbörd som sker på området ovanför tunnelns sträckning.

För Glödbergstunneln har även uppföljning skett över tre år. I Figur 3-2 visas skillnaden i mäktighet på en ispelare som har bildats från ett rinnande läckage i tunneln och även skillnaden i fuktighet på väggen. Över de tre åren varierar lokaliseringen av enskilda dropp- och isobservationer, men vid uppföljning i ett längre tidsperspektiv har man möjlighet att ringa in de värsta problemställena som återkommer år från år. Det gör det lättare att prioritera sina underhållsinsatser och förhoppningsvis få ett mer kostnadseffektivt underhåll.

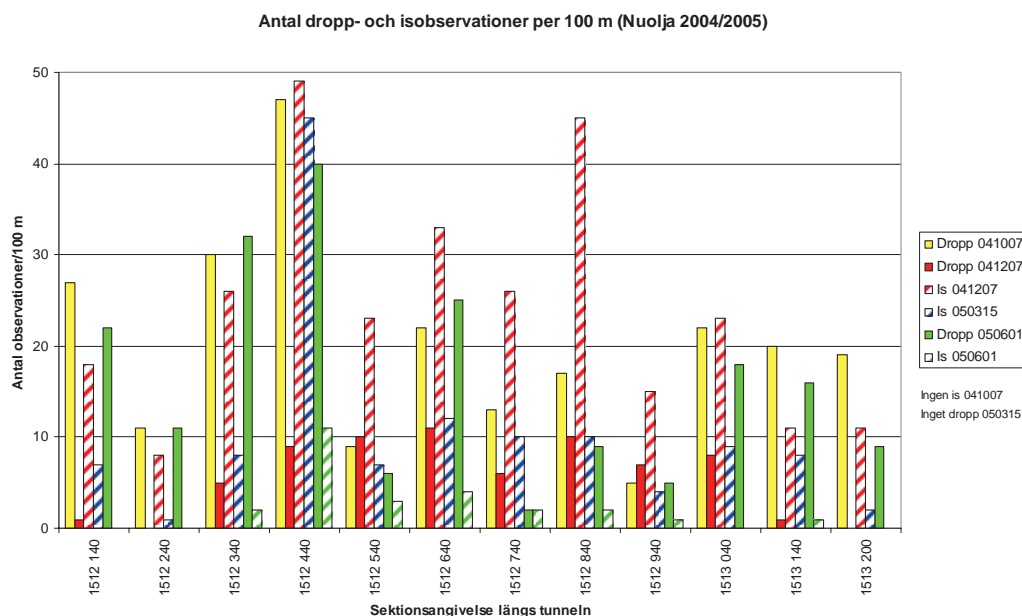


Figur 3-2 Jämförelse vid viss sektion i Glödberget vid samma tidpunkt på året under tre år – 2005, 2006 och 2007 (Andrén, 2008)

Comparison of a leakage spot in the Glödberg tunnel over three years (Andrén, 2008)

De observationer som gjordes vid besiktningstillfällena har även överförts till stapeldiagram där stapelns höjd avser antalet is- eller droppobservationer på en 100 meters sträcka in längs tunneln. Ifylld stapel avser droppobservationer och streckad stapel avser isobservationer (istappar, ispelare eller is på sula). Varje besiktningstillfälle representeras av en färg. Diagrammet som visas i Figur 3-3 gäller för Nuoljatunneln men besiktningresultatet stämmer relativt bra överens med resultaten för de andra längre tunnarna i projektet, det vill säga Glödberg och Laduberg i den norra regionen. Trots att dessa tunnlar är relativt långa (mellan 1000 till 1700 m) så förekommer det många isobservationer i de mittersta delarna av tunnarna. Antalet isobservationer i

närheten av mynningarna är inte så många i förhållande till antalet droppobservationer inom samma sektioner, medan det i tunnelns mittersta delar finns ett större antal isobservationer i förhållande till antalet droppobservationer. De kortare tunnlarna i Stockholmsregionen hade en jämnare fördelning mellan antalet droppobservationer i förhållande till antalet isobservationer längs hela tunnlarnas längd.



Figur 3-3 Dropp- och isobservationer längs hela Nuoljatunneln (Andrén, 2008)

Observations of leakage and ice in the Nuolja tunnel (Andrén, 2008)

För de längre tunnlarna i norr bildas följaktligen is ur fler droppläckage i de mittersta delarna av tunneln, än ur droppläckagen vid mynningarna. En trolig orsak till detta kan vara att droppläckagen som finns närmare tunnelmynningarna utsätts för snabbare nedkylning. Hela bergmassan fryser och läckagen ”fryser torrt”, det vill säga läckagevägarna fryser ihop och förhindrar vidare vattenläckage. Droppläckagen i de mittersta delarna av tunneln utsätts inte för samma nedkylning eftersom bergmassan i sig innehåller en mängd lagrad värmeenergi som hela tiden värmer upp den kalla uteluften som tränger in i tunneln. Därför kan bergmassan förbli ofrusen här och läckagen fortsätter att föra fram vatten till tunnelns väggar och tak. Isbildning uppstår därför först när läckagevattnet kommer i kontakt med den nedkylda tunnelluften.

Resultaten av besiktningarna visade att omfattningen av vatten- och isproblem i tunnlarna var stor. De mest uppenbara problemen är isbildning i form av istappar, svallis och ispelare. Istappar är farliga på grund av att de kan falla ned och skada personal, tåg och installationer i tunnlarna samt att de kan växa till sådan längd att de kortsluter kontaktledningen. Svallis på sula och i spår kan leda till urspårningsrisk och ispelare kan växa till sådan storlek att de inkräktar på det fria rummet. Frostsprängning är ett annat problem och den processen kan orsaka nedfall av berg och sprutbetong.

Projektet visar att många problem är kopplade mot dräner. Läckage och isbildning sker vid sidan av dräner, i skarvar och vid genomföringar exempelvis för kabelstegar eller handledare. Vid insprutade dräner förekom även problem med uppsprucken sprutbetong.

4 SLUTSATSER OCH DISKUSSION

Baserat på de studier som gjorts är det svårt att redovisa klara slutsatser men det är klart att området står inför möjligheten till en tydlig effektivisering och kunskapslyft.

Ett konstaterande är att fortsatta studier behövs för att bygga upp den grundläggande kunskapen om hur vatten- och frostisolering bör hanteras i projekt för att undvika stora underhållsproblem. En del i detta är att underlaget som finns från tunnarna inte ger spårbarhet över hur olika bedömningar och beslut gått till. En värdefull kunskap skulle därför vara en komplett dokumentation av hur ett projekt har genomförts mot bakgrund av beslut och underlag i frågor rörande hantering av vatten.

Riktlinjer för bedömning av dränmängder och placering bör arbetas fram. I detta bör en analys av kostnader för injektering kontra vatten- och frostisolering göras för att bedöma om rätt insats görs. Analysmetoder finns idag som ger vägledning om vilken täthet som kan erhållas på berget med rätt injekteringsinsats. Med detta verktyg tillgängligt kan en uppskattning av hur mycket dräner som kan ”sparas” med extra injektering göras även om exakta samband inte finns. Det är dock viktigt att förundersökningar inför projekt svarar upp mot det analysbehov som finns och att injekteringarna genomförs med hög noggrannhet och kompetens.

En ersättning till entreprenörerna i projekten som baseras på en fördelning av kostnader för dränsättning kan övervägas. Det är en svårighet att injektering ligger på kritiska linjen men dränsättning görs bakom fronten. Om ett projekt blir fördröjt finns en uppenbar risk att arbetet på fronten inte genomförs tillräckligt noga eller att suboptimeringar i detta arbete görs med följderna att dränmängder ökar.

Då droppobservationer i tunnlar varierar över året är det mycket svårt att bedöma var dräner ska placeras. Exempelvis kan ett droppläckage som verkar vara problematiskt vid en besiktning på hösten, i själva verket inte alls ge upphov till några isproblem under vinter. Baserat på erfarenheterna från besiktningarna bör bedömningen av dränplacering göras efter ett flertal besiktningar och framförallt efter en köldperiod, där man ser var de egentliga problemen med isförekomst uppstår. Det finns anledning att anta att dräner bör installeras så sent som möjligt och helst efter en uppföljning/fuktkartering över flera säsonger. Det är inte klart hur tunneluttaget påverkar inläckaget men det kan eventuellt vara lämpligt att karteringen av läckage görs tidigast ett flertal tunnelradier bakom fronten.

Regionala skillnader finns sannolikt som bör beaktas i planering av vatten- och frostisolering. I de södra delarna av Sverige når köld inte in i tunnarna mer än mycket

korta perioder på året. I de mer norra delarna når köld långt in i tunnlarna. Besiktningarna som Banverket genomförde har visat att kylan tränger längre in i tunnlarna än man tidigare trott. Isbildning kan ske i hela tunnelns längd även vid längre tunnlar (> 1000 m) och man har även sett att en större andel av isbildningen sker i tunnelns mittersta delar jämfört med området kring mynningarna. Man bör därför inte koncentrera frostisoleringsåtgärderna enbart till området i anslutning till mynningarna. Detta kan till och med förvärra köldinträngningen genom att frostisoleringen förhindrar bergvärmen att komma ut i tunneln och värma upp den kalla uteluften. Problemen med isbildning flyttas följaktligen bara längre in i tunneln. Inklädnad av tunnelmynningarna kan därför vara lämplig i de södra delarna men direkt olämplig i de norra delarna av landet.

REFERENSER

- Andersson, P. (2001). Förstudie till FoU-ramprojekt: Tätning och frostsäkring av tunnlar. Enheten för statlig väghållning, Vägverket.
- Andrén, A. (2006). Degradation of rock and shotcrete due to ice pressure and frost shattering – a review. Luleå Tekniska Universitet: Research report 2006:19.
- Andrén, A. (2008). Analys av tunnlar med vatten- och frostproblem. Banverket F07-15445/BA45.
- Banverket (2005). BV Tunnel. BVS 585.40.
- Banverket (2007). Järnvägs AMA 98, Anläggning – Banverkets komplement till AMA 98. BVF 581.161.
- Hargelius, H. (2006). Dräner i tunnlar för vatten och frostsäkring – inventering baserad på litteratur, intervjuer och fältstudier. SveBeFo Rapport 77.
- Vegvesendet (2006). Vann- og frossikring i tunneler – Retningslinjer. Håndbok 163. Statens vegvesen, Norge.
- Wilén, P. Danielsson, P., Wängnerud, A. (2007). Dräner i tunnlar för vatten och frostsäkring – del 2: Kalkylering av mängd och placering av dräner. SveBeFo Rapport 83.
- Vägverket (2004). ATB Tunnel 2004. Publikation 2004:124.

TEMPERATURFLÖDEN I JÄRNVÄGSTUNNLAR OCH DESS KONSEKVENSER FÖR DRIFT OCH UNDERHÅLL

Temperature flow in railway tunnels and its consequences for operation and maintenance

Anna Andrén, Banverket

Lars-Olof Dahlström, Luleå tekniska universitet/NCC Teknik

SAMMANFATTNING

Inom Banverket pågår ett projekt med att studera nedbrytningen av det bärande huvudsystemet i tunnlar, på grund av låga temperaturer och isbildning. Det övergripande syftet med projektet är att minska de drift- och underhållskostnader som idag krävs för att säkerställa trafiken och arbetsmiljön i tunnlarna, bland annat genom att förhindra uppkomsten av skador på personal, fordon och installationer som orsakas av is samt nedfallande sten och sprutbetong. För att kunna reducera underhållet krävs förbättrad kunskap kring temperaturflöden i tunnlar samt om den nedbrytningsprocess som låga temperaturer och frysning orsakar på sprutbetong. Mätning av temperaturer i tunnlar visar att nedkylningen tränger betydligt längre in i tunnlar än vad man tidigare bedömt utifrån beräkningar. I flera av Banverkets tunnlar finns problem med nedfallande sprutbetong, vilket beror på en kontinuerlig nedbrytning av vidhäftningen mellan sprutbetong och berg. Vid omväxlande frysning och uppvärmning kan området med dålig vidhäftning öka, en utbredning som kan ske relativt hastigt. Laboratorieförsök har startat för att studera nedbrytningen av sprutbetong samt hur och under vilka förutsättningar vidhäftningen påverkas av låga temperaturer.

SUMMARY

The Swedish Rail Road Administration (Banverket) is studying the degradation of rock and reinforcement in tunnels due to freezing. The main objective is to decrease the operation and maintenance cost that today is required to prevent traffic disruption and decrease damage of vehicles and installations, due to ice, fallout blocks and falling sprayed concrete. The sprayed concrete is successively degraded and its supporting effect as part of the total permanent reinforcement system decreasing. Measurement of temperature flows in tunnels, show that temperatures below freezing reach much further in tunnels than earlier estimated by calculations. Problem with falling shotcrete has occurred in several of Banverket's tunnels. This occurs when the adhesiveness is continuously degraded due to fluctuating temperatures around freezing. The effect of freezing on shotcrete strength properties is investigated by laboratory testing.

1 BAKGRUND

Under vinterhalvåret orsakar is stora problem i flera av Banverkets järnvägstunnlar. Detta gäller både äldre tunnlar och tunnlar som nyligen tagits i drift. Is, bergblock och sprutbetong i tak och väggar lossnar och faller ner, belysningsarmaturer och kablar bryts sönder på grund av islast och spåren blir isbelagda på grund av takdropp och svallisbildning. För att upprätthålla säkerheten och förhindra trafikstörningar kräver många tunnlar omfattande underhållsinsatser. Borttagning av is samt löst berg och sprutbetong är ett både kostsamt och riskfyllt arbete. För att kunna reducera underhållet i tunnelarna, krävs förbättrad kunskap kring köldinträngning och effekterna av istryck på det bärande huvudsystemet

På senare år har Banverket märkt en ökning av inrapporterade nedfall av berg och sprutbetong i sina järnvägstunnlar. I och med detta så startades en rad forskningsprojekt kring problemen med vattenläckage och isbildning i tunnlar. Denna artikel beskriver två av de delprojekt som ingår i Banverkets forskningsprogram kring ämnet ”Tätning och frostsäkring i tunnlar”.

Det första projektet avser köldinträngning i tunnlar. Syftet med detta projekt är bland annat att genom mätningar i fält verifiera det modellförsök som utfördes av Högskolan i Gävle och KTH under 2002. Målet är att hitta en metod för att bestämma temperaturförhållanden i tunnlar. Metoden ska vara enkel och kunna användas som ett underlag vid dimensionering av den frostsäkring som behövs för att skydda dränsystemet och förhindra isbildning. Det andra projektet avser ”Nedbrytning av berg och sprutbetong på grund av istryck och frostsprängning”. Syftet med projektet är att samla erfarenhet och information om hur is bildas i tunnlar samt hur istryck påverkar krosszoner, sprickor och skiktet mellan berg och sprutbetong.

2 KÖLDINTRÄNGNING

2.1 Resultat av modellstudie

Banverket inledde 1999 ett forskningsprojekt ”Köldinträngning i järnvägstunnlar” tillsammans med Högskolan i Gävle och KTH (Sandberg m.fl., 2002). Syftet med projektet var att finna en praktisk och enkel metod för att identifiera de tunnelavsnitt där lufttemperaturen varaktigt är under 0 °C.

Köldinträngning i en tunnel sker på grund av att tunnel luften sätts i rörelse. Luftrörelserna i tunneln skapas i huvudsak av tre följande orsaker:

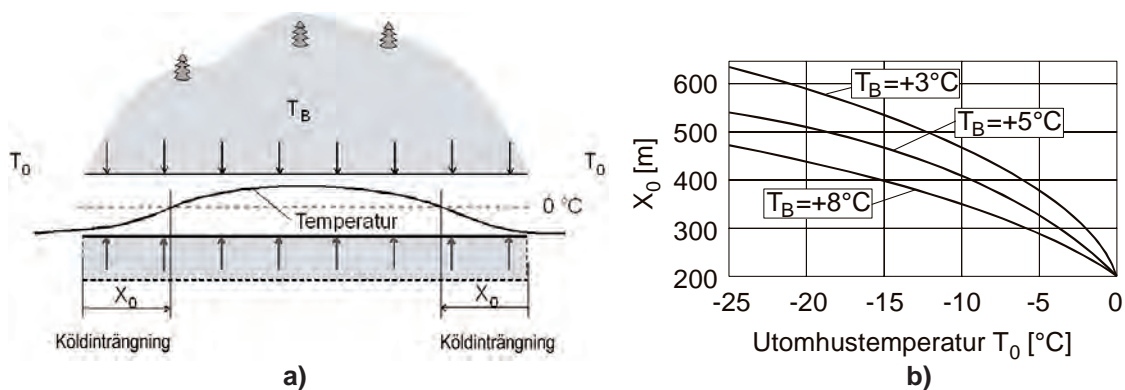
- a) Termiskt genererade luftflöden: Berget har en annan temperatur än uteluftens temperatur och värmer upp tunnel luften. Tunnel luften blir varmare och lättare än utomhus luften och på så sätt uppstår en tryckskillnad som genererar ett luftflöde (skorstenseffekten). Luftflödet är beroende av tunnelns längd,

tunnelsektionens höjd samt höjdskillnaderna mellan tunnelmynningarna, det vill säga tunnelns lutning.

- b) Tåg som körs genom tunneln: Är bland annat beroende av tunnelns längd och utformning, tågsättets längd och hastighet, friktion mellan luft och tunnelvägg samt tågets area i förhållande till tunnelns area.
- c) Vind som skapar en tryckskillnad mellan tunnelmynningarna: Uppstår genom att vinden utövar en kraft på tunnelluften och genererar en tryckskillnad mellan tunnelmynningarna. Ett övertryck skapas vid den mynning som utsätts för vind och ett undertryck uppstår om den andra tunnelmynningen ligger i lä.

Slutrapporten för projektet visade att den dominerande orsaken till köldinträngning i de flesta tunnlar är det ständigt pågående termiskt genererade luftflödet. Vid korta tunnlar däremot, där höjdskillnaden mellan tunnelmynningarna är relativt liten, är det vinden som genererar den dominerande luftströmningen genom tunneln. Här kan hela tunneln bli exponerad för samma temperaturförhållanden som utanför tunneln. Luftflöden på grund av tågtrafik visade sig ha liten inverkan på köldinträngningen.

I Figur 2.1a visas temperaturfördelningen längs en tunnel. Sträckan för köldinträngningen (X_0) beror bland annat av lufttemperaturen utanför tunneln (T_0) och bergets temperatur (T_B). I slutrapporten presenteras ett flertal diagram som visar hur sträckan för köldinträngningen varierar. I Figur 2.1b visas ett exempel på dessa diagram och just detta gäller för den nedre belägna tunnelmynningen för en lutande tunnel.



Figur 2.1 a) Temperaturfördelning längs en tunnel. b) Köldinträngning vid den lägre belägna tunnelmynningen för en lutande tunnel (Sandberg m.fl., 2002)
a) Variation in temperature along a tunnel. b) Frost penetration at the lower portal for an inclined tunnel (Sandberg et al, 2002)

2.2 Verifiering av modell

2.2.1 Utvalda tunnelobjekt

För att öka förståelsen och för att validera de modeller som tagits fram, utför nu Banverket fullskaleförsök genom fältmätningar i några befintliga järnvägstunnlar. På våren 2006 installerades därför det första mätsystemet i Åsatunneln nedanför Göteborg och under början av år 2007 installerades det andra mätsystemet i Glödbergstunneln vid Nyåker utanför Umeå. Åsatunneln är en 1850 m lång dubbelspårstunnel som driftsattes 2004 och Glödbergstunneln är en 1680 m lång enkelspårstunnel som driftsattes 1995 (Figur 2.2).



Figur 2.2 De södra mynningarna vid Åsatunneln respektive Glödbergstunneln (Andrén)
The southern portal of the Åsa tunnel and the Glödberg tunnel (Andrén)

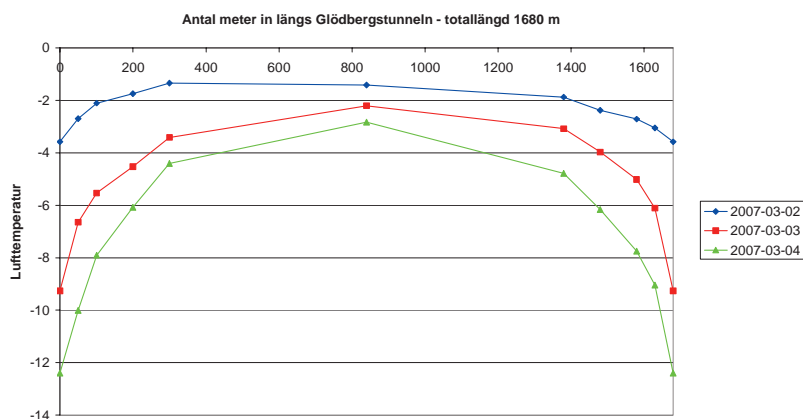
2.2.2 Mätutrustning

Den mätutrustning som finns installerad i tunnlarna mäter luft-, yt- samt bergtemperaturer, vindhastigheter och lufttryck. Lufttemperatur mäts ca 10-20 cm från tunnelväggen, yttemperatur sitter installerad på tunnelväggen och bergtemperatur sitter installerad i borrhål som i Åsatunneln är 10 cm djupa och i Glödberget finns två nivåer 10 respektive 50 cm djup. Vid båda tunnlarna finns även en väderstation uppsatt strax utanför tunnelns ena mynning. Där mäts temperatur, vindhastighet och vindriktning samt luftfuktighet.

I båda tunnlarna sitter luft- och yttemperaturgivare installerade i nio sektioner in längs tunnelsträckningen. Bergtemperatur mäts i fem sektioner längs Åsatunneln och i fyra sektioner längs Glödbergstunneln. Vidare mäts vindhastigheter i tre sektioner i båda tunnlarna. Förutom detta mätprogram så utförs i Glödberget även temperaturmätning ned i ballasten på 0,5 m, 1 m och 2 m djup i två sektioner och även temperaturmätning bakom en frostisolerad dränmatta samt i den intilliggande servicetunneln.

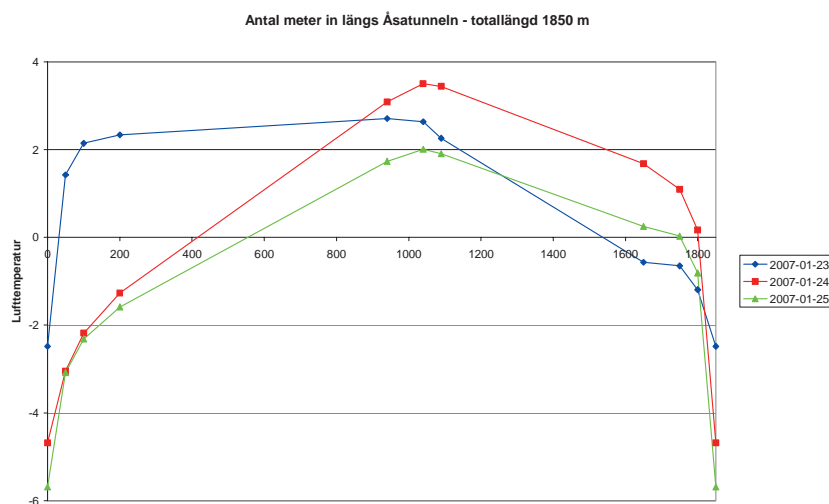
2.2.3 Resultat av fältmätningar

De hittills utförda mätningarna visar att kylan tränger längre in i tunnlnarna än man tidigare trott. I Glödbergstunneln som är 1680 m lång ser man i Figur 2.3 att även vid några få minusgrader sker en köldinträngning i hela tunnelns längd.



Figur 2.3 Köldinträngning längs Glödberget i mars 2007 (Andrén)
Frost penetration along the Glödberg tunnel in March 2007 (Andrén)

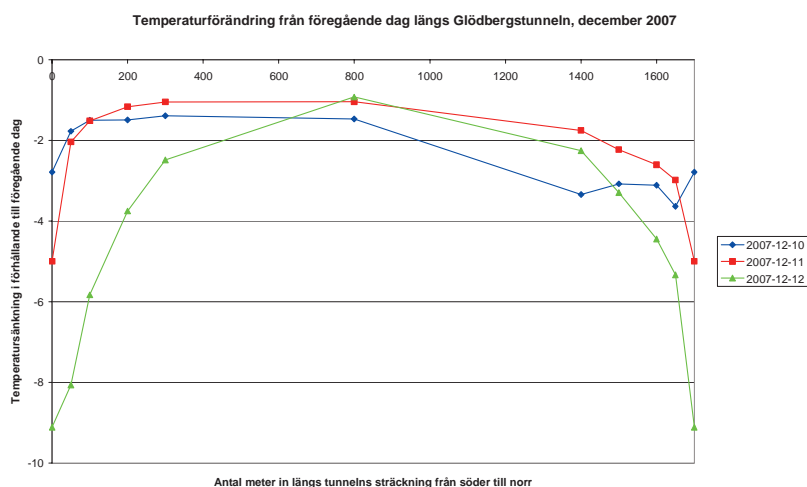
Vid Åsatunneln är temperaturförhållandena helt annorlunda i förhållande till Glödbergstunneln. Temperaturerna är generellt högre och temperatursvängningarna är inte lika stora som i Glödberget. När man har negativa köldgrader vid Åsatunneln så tränger de inte lika långt in i tunneln om jämförelse görs med Glödbergstunneln (Figur 2.4).



Figur 2.4 Köldinträngning längs Åsatunneln i januari 2007 (Andrén)
Frost penetration along the Åsa tunnel in January 2007 (Andrén)

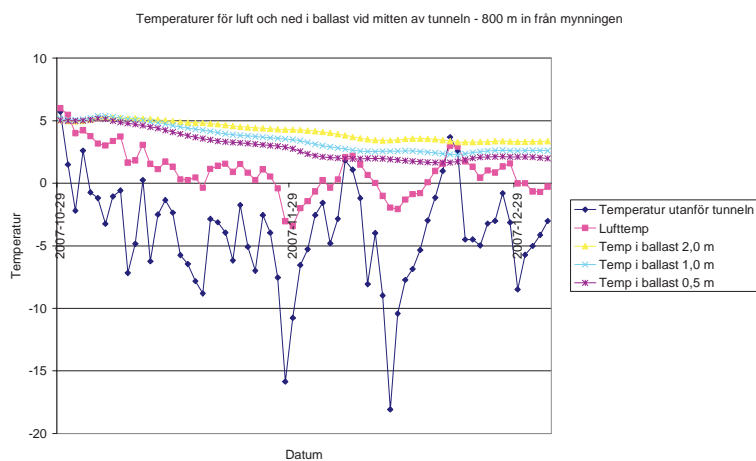
I Figur 2.5 visas temperaturskillnaden i förhållande till föregående dag vid de olika mätsektionerna in längs Glödbergstunneln. Intressant att se är att trots att

utetemperaturen sjunker med 9 °C mellan den 11:e och 12:e december, så sänks temperaturen i mitten av tunneln endast med 1 °C motsvarande dagar.

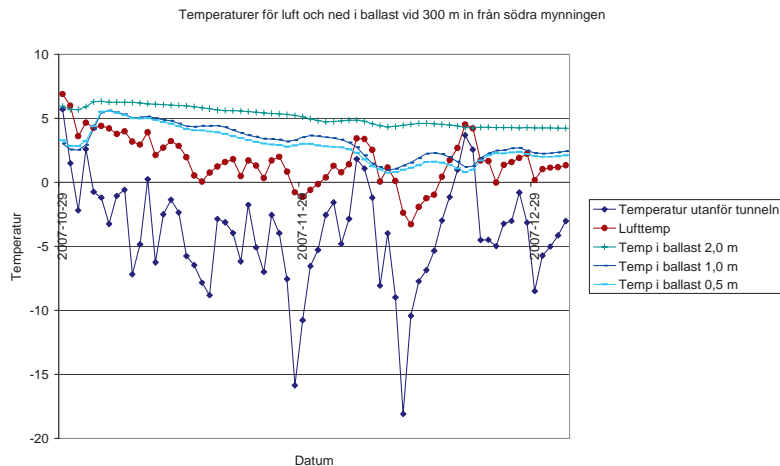


Figur 2.5 Temperaturskillnad från föregående dag i Glödsberget i december 2007 (Andrén)
Temperature difference from the previous day in the Glödsberget tunnel in December 2007 (Andrén)

Vid sektion 300 meter in från den södra mynningen och i mitten av tunneln finns temperaturgivare installerade i ballasten på nivåerna 0,5 m, 1 m respektive 2 m. Temperaturmätningarna visar att temperaturen i ballasten sänks allteftersom köldperioden pågår, men att påverkan av temperatursvängningarna i lufttemperaturen vid respektive sektion är relativt liten. Detta gäller speciellt i mitten av tunneln (Figur 2.6). Vid den andra sektionen, kan man delvis se att temperaturen vid de översta mätarna i ballasten följer med lufttemperaturen för sektionen (Figur 2.7).



Figur 2.6 Temperaturkurvor för mätning i ballasten i mitten av Glödsbergstunneln (Andrén)
Ballast temperatures in the middle of the Glödsberget tunnel (Andrén)

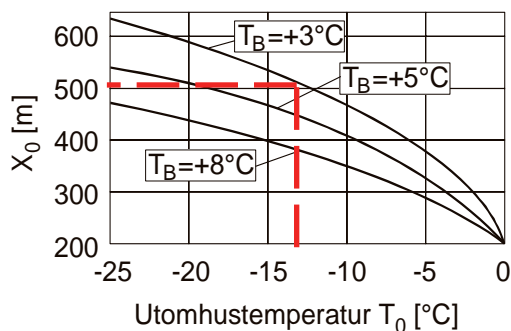


Figur 2.7 Temperaturkurvor för mätning i ballasten 300 m in från södra mynningen Glödsbergstunneln (Andrén)
Ballast temperatures, 300 m from the southern portal of the Glödsberg tunnel (Andrén)

De installerade mätsystemen längs tunneln kan även registrera vad som händer med temperaturen vid en tågpassage. Mätningarna har dock visat att det endast blir en tillfällig förändring av temperaturen. Temperaturförändringen klingar snabbt av och har sedan ingen större inverkan på den totala bilden av köldinträngningen.

2.3 Jämförelse med modellstudie

För att göra en enkel jämförelse med modellstudien så plockas värden från temperaturkurvan i Figur 2.3. Vid utetemperaturen -12 °C och en bergtemperatur på $+3\text{ °C}$ (årsmedeltemperaturen för område där Glödsbergstunneln ligger) visar de streckade linjerna i Figur 2.8 att enligt modellstudien ska nollisotermen ligga på ca 500 m in från den lägre belägna tunnelmynningen för en lutande tunnel. I vår fältmätning visas dock att tunneln har negativa temperaturer i hela sin längd.



Figur 2.8 Köldinträngning i Glödsbergstunneln (modifierad från Sandberg m.fl., 2002)
Frost penetration in the Glödsberg tunnel (modified from Sandberg et al, 2002)

En bidragande orsak till att fält mätningarna och modellen inte överensstämmer kan vara att modellstudien bygger på en helt oisolerad tunnel. I Glödsbergstunneln finns en

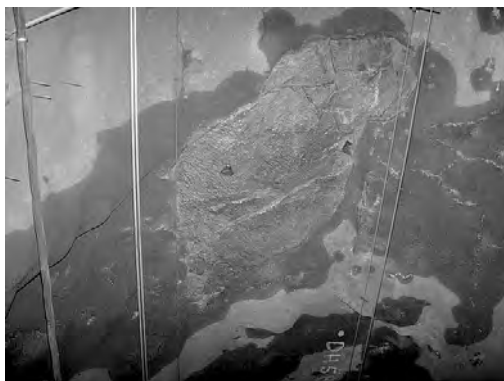
hel del frostisolerande dräner uppsatta. Deras funktion är att förhindra att inläckande vatten fryser till is, men isoleringen förhindrar även bergvärmen att komma ut i tunneln och värma upp den kalla uteluften. På grund av detta tränger kylan in längre i tunneln än vad den skulle göra i fall bergvärmen gavs möjlighet att värma upp uteluften på dess väg in längs tunneln.

3 NEDBRYTNING AV BERG OCH SPRUTBETONG

3.1 Bakgrund

I januari 2003 upptäcktes ett ca 2 m² nedfall av sprutbetong från taket i Nuoljatunneln ovanför Kiruna (Figur 3.1). På den sida av sprutbetongskiktet som suttit mot bergytan, fanns ett ca 20 mm tjockt islager och vid besiktning av tunneltaket kunde man även se ett islager mellan bergytan och det kvarstående sprutbetonglagrets kanter.

Frostsprängning är därför en trolig orsak till nedfallet. Tunneln skrotades så sent som i juli 2001 och bedömdes vara i ett mycket gott skick och sprutbetongen var helt intakt överallt. Detta innebär att sprutbetongen måste ha skiljts från berget efter den tidpunkten. På 1,5 år hade alltså ett bområde på över 2 m² utvecklats (Banverket BRN, 2003). Denna händelse tillsammans med en ökning av inrapporterade nedfall av sprutbetong i andra Banverkstunnlar, satte igång funderingar kring hur snabbt nedbrytningen av vidhäftningen mellan berg och sprutbetong kan ske. Ett licentiatarbete startades som med hjälp av laborationsförsök ska studera nedbrytningen av berg och sprutbetong samt hur vidhäftningen påverkas av frostsprängning.



Figur 3.1 Nedfall av sprutbetong i tak, Nuoljatunneln (Andrén, 2008)
Fall outs of shotcrete at the roof in the Nuolja tunnel (Andrén, 2008)

3.2 Nedbrytningsprocessen

När vatten fryser till is sker en 9 % volymsutvidgning och denna expansion kan orsaka att ett tryck uppstår mot det omgivande materialet. Det omgivande materialet kommer att utsättas för brott om trycket från isen överstiger materialets draghållfasthet eller vidhäftningshållfasthet om man avser istryck i skiktet mellan berg och sprutbetong. Men det är inte bara den 9 % volymsutvidgningen som orsakar frostsprängning (exempelvis Everett, 1961; Tharp, 1987). Forskning visar att om berg har tillgång till

fritt vatten under nedkylningen sker en process som liknar tjällyftning i jord, där vatten vandrar fram mot frysfronten och bildar islinser. På ett liknande sätt vandrar vatten i berg och orsakar tillväxt av isskikt i exempelvis en spricka, vilket kan orsaka att istrycket ökar. Vattenvandringen sker på grund av att det finns en tunn vattenfilm av adsorberat vatten längs mineralkornens ytor och i denna vattenfilm finns möjlighet för vatten att vandra mot frysfronten (exempelvis Matsuoka, 1990; Fukada, 1983).

Vattenvandring och istillväxt är inte bara beroende av tillgången till vatten och frystemperatur, utan även av fryshastighet och varaktighet av köldgrader. Om berget utsätts för snabb nedkylning minskar vattenfilmens tjocklek fort och vattenvandringen förhindras, vilket begränsar frostsprängningen av berget. Om istället berget kyls ned långsamt, tillåts vattenvandringen att ske under en längre period, vilket kan resultera i större frostsprängning av berget (exempelvis Walder & Hallet, 1985).

3.3 Hypotes

Hypotesen är att nedfallen av berg och sprutbetong i tunnlarna orsakas av det istryck som kan uppstå i sprickor eller i skiktet mellan berg och sprutbetong beroende på (i) volumetrisk expansion av det befintliga vattnet under frysning och (ii) det faktum att vatten vandrar mot frysfronten och orsakar istillväxt. Att skikt mellan berg och sprutbetong bildas, kan bero på dålig vidhäftning vid appliceringen av sprutbetongen eller på grund av att berget rört sig bakom sprutbetongen och skapat ett utrymme där vatten kan ansamlas. Om istrycket överskrider draghållfastheten i materialet eller vidhäftningshållfastheten mellan berg och sprutbetong kommer brott att ske. Detta orsakar skador på det bärande tunnelsystemet och i värsta fall nedfall av berg och sprutbetong (Andrén, 2006).

3.4 Laborationsförsök

För att verifiera hypotesen och för att se hur vattentillgången påverkar istillväxten i skiktet mellan berg och sprutbetong kommer laborationsförsök att genomföras. Frysförsök finns gjorda på de enskilda materialen berg respektive sprutbetong, men hittills har inga frysförsök där man testar kombinationen sprutbetong sprutat på berg hittats. Frysförsöken av berg/sprutbetongproverna kommer att genomföras både med och utan tillgång till vatten under själva frysningen. Detta görs för att ta reda på om det finns en skillnad i nedbrytningsprocessen vid de olika vattenförhållandena. För att få reda på ifall vidhäftningsbrott sker, kommer dels akustisk emission utföras under själva frysförsöken och dels kommer vidhäftningstester mellan berg och sprutbetong utföras efter att proverna utsatts för frysning.

4 SLUTSATSER

Projektet kring köldinträngning visar att kylan tränger betydligt längre in i tunnlar än vad som tidigare antagits. De områden i tunnlar som inte skyddas mot frostpåverkan

kan skadas, ifall antaganden om köldinträngning i projekteringsskedet inte är tillräckligt tilltaget. Vidare kan den frostisolering som används för att förhindra läckage att frysa innebära ett problem i sig. Frostisoleringen hindrar bergvärmen från att komma ut i tunneln och värma upp den kalla uteluften. Speciellt gäller det den frostisolering som sitter i anslutning till mynningarna. När bergvärmen förhindras kan kylan tränga längre in och problemet med isbildning och frostsprängning flyttas därför längre in i tunnarna.

Det ökande nedfallen av berg och sprutbetong i Banverkets tunnlar är oroande. De pågående laborationsförsöken söker svar på ifall även små områden med dålig vidhäftning mellan berg och sprutbetong kan leda till frostsprängning, som vidare ger upphov till vidhäftningsbrott. Om så är fallet bör exempelvis tätare säkerhetsbesiktningar med bomknackning utföras och områden med mycket inläckage och blöt sprutbetong bör följas upp.

5 REFERENSER

Andrén, A., 2006. *Degradation of rock and shotcrete due to ice pressure and frost shattering – a review*. Luleå Tekniska Universitet: Research report 2006:19.

Andrén, A., 2008. *Analys av tunnlar med vatten- och frostproblem*. Banverket F07-15445/BA45.

Banverket BRN, 2003. *Besöksrapport Bdl 111 Kiruna – Riksgränsen, betongnedfall i Nuoljatunneln vid km 1512+760*. Dok.nr: BRN03001.

Everett, D.H., 1961. Thermodynamics of frost damage to porous solids. *Trans. Faraday Soc.*, 57(7): 1541-1551 ISSN: 0014-7672.

Fukunda, M., 1983. The pore water pressure in porous rocks during freezing. In: *Proceedings 4th international conference on permafrost*. Washington, DC: National Academy Press. 322-327.

Matsuoka, N., 1990. Mechanisms of rock breakdown by frost action: an experimental approach. *Cold Regions Science and Technology* 17(3), 253-270.

Sandberg, M., m.fl., 2002. *Köldinträngning i järnvägstunnlar. Utveckling av ett projekteringsverktyg*. Gävle: Högskolan Gävle, KTH, Banverket.

Tharp, T.M., 1987. Conditions for crack propagation by frost wedging. *Geological Society of America Bulletin* 99(1): 94-102.

Walder, J.S. and Hallet, B., 1985. A theoretical model of the fracture of rock during freezing. *Geological Society of America Bulletin* 96(3) 336-346.

BRANDSKYDD AV TUNNELKONSTRUKTIONER

Fire protection of tunnel structures

Maria Hjohlman, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut

Johan Häggström, Brandskyddslaget

Bo Wahlström, Brandskyddslaget

Lars Boström, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut

SAMMANFATTNING

En litteraturstudie har nyligen avslutats där den nuvarande kunskapen inom brandskydd av tunnelkonstruktioner har sammanställts. Studien är framför allt inriktad på Sverige men till viss del ingår även erfarenheter från övriga Europa. Arbetet omfattar en sammanställning av de krav som ställs i olika regelverk vad gäller brandskydd till tunnlar, resultat från utförd provning och forskning inom området och exempel på lösningar som tillämpas i flera aktuella tunnelprojekt. Studien har utförts av Brandskyddslaget i samarbete med SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut under finansiering av SveBeFo. Arbetet är publicerat i SveBeFo Rapport 82¹.

SUMMARY

A literature study is recently finalized with the objective to summarize the knowledge of fire protection of tunnel lining systems of today. The study covers the experience gained in Sweden, but also, to some extent, internationally. The report include a review of codes and regulations, a summary of conducted research and testing activities, and examples of technical solutions used in recent tunnel construction projects. The study was financed by SveBeFo and conducted by Brandskyddslaget and SP Technical Research Institute of Sweden. The work is presented in SveBeFo Report 82 (in Swedish).

INLEDNING

Den omfattande forskning inom brandskydd i tunnlar som genomförts i Sverige har främst varit inriktad mot brandförlopp och personsäkerhet. Arbetet har bedrivits som forskningsprojekt och resultaten är tillgängliga för allmänheten i form av rapporter och artiklar. Motsvarande kunskap finns inte tillgänglig i samma omfattning för brandskydd av den bärande konstruktionen i berg- och betongtunnlar.

Ett otillräckligt brandskydd av en tunnelkonstruktion kan leda till förödande konsekvenser vid en brand. I värsta fall kan en kollaps inträffa. Även om detta inte sker kan samhällets infrastruktur utsättas för allvarliga störningar på grund av en avstängd tunnel under branden, vid efterföljande undersökningar av konstruktionen och vid reparationer. De ekonomiska konsekvenserna kan bli enorma, inte enbart i form av reparationskostnader utan även som indirekta kostnader för stillestånd.

Under senare år har flera experimentella studier genomförts på betong för tunnelkonstruktioner. Många experimentella studier har även genomförts på skydd av betong och berg, exempelvis sprutbetong, sprutisolering och olika typer av skivprodukter. Studierna har resulterat i flera oväntade resultat. Ofta har dessa studier utförts med avseende på specifika tunnelprojekt och resultaten har inte publicerats. Detta har medfört att resultaten inte har varit tillgängliga för övriga verksamma inom branschen. I byggprojekt har därför arbetet med brandskydd av tunnelkonstruktioner ofta startat med omfattande undersökningar för att formulera egna krav och sedan följts av kostsamma projektspecifika provningar.

För att möta framtidens krav med målinriktad forskning, effektivare lösningar av brandskyddet och möjlighet att påverka regelarbetet inom området har den nuvarande kunskapen sammanställs genom en litteraturstudie. Studien är inriktad på svenska förhållanden och erfarenheter, men till viss del har även internationella studier och krav behandlats. Projektet är indelat i tre delar, en som behandlar regler och krav, en som sammanställer utförd provning och forskning, och slutligen en del som behandlar tekniska lösningar som tillämpas idag.

Studie var finansierad av SveBeFo och utfördes av Brandskyddslaget i samarbete med SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut. Arbetet följdes av en referensgrupp bestående av representanter från industrin, myndigheter, institut och universitet. Studien är presenterat i SveBeFo Rapport 82.

REGLER OCH KRAV

I litteraturstudien ingick en genomgång av den lagstiftning som styr brandskydd av tunnlar och de föreskrifter och övriga dokument som beskriver krav och riktlinjer för dimensionering av brandskydd av tunnelkonstruktioner.

Rapporten beskriver den lagstiftning med tillhörande förordning och föreskrifter som reglerar brandskydd av tunnelkonstruktioner, varav de viktigaste är Byggnadsverkslagen², Lagen om säkerhet i vägtunnlar³, Lagen om skydd mot olyckor⁴ och Järnvägslagen⁵.

Två dokument som ägnas extra utrymme är Vägverkets Tunnel 2004⁶ och Banverkets BV Tunnel⁷. I Tunnel 2004 och BV Tunnel beskrivs de krav som gäller vid nybyggnad

och förbättring av vägtunnlar respektive järnvägstunnlar. Där anges hur bärförmåga, integritet och isolering mot brand skall verifieras genom provning eller beräkning och vilka temperatur-tidkurvor som då ska användas. De anger också hur säkerhet mot betongavspjälkning ska dokumenteras genom provning eller utredning.

Rapporten tar också upp andra vägledande dokument, såsom Svenska Betongföreningens Preliminära Riktlinjer⁸ och de projektspecifika krav som ställdes vid vägtunnelprojektet Ringen och Yttre Tvärleden. Ett kapitel ägnas de regler och riktlinjer som tillämpas vid norska tunnelprojekt.

UTFÖRD PROVNING OCH FORSKNING

Huvuddelen av arbetet ägnades åt en genomgång av brandmotståndsprovningar av betongkonstruktioner som utförts på SP. Beställarna av relevanta provningar kontaktades och efter acceptans till publicering från deras sida har provningarna sammanställts. Sammanställningen innehåller beskrivningar av provobjekt och provningsmetoder samt en kort sammanfattning av resultat och eventuella slutsatser. I de fall provningen utfördes med anledning av ett specifikt tunnelprojekt anges detta. Forskningsaktiviteter inom flera EU projekt har gått genom och intressanta provningar, i den mån resultaten varit tillgängliga, har inkluderats. Pågående forskningsprojekt både inom SP såväl som i Europa beskrivs kort.

Sammanställningen av provningar spänner från storskaliga provningar enligt EN 1363⁹ och ISO 834¹⁰ till småskalig ugnspovning enligt SP Brand 119¹¹. Brandtemperaturkurvor som finns representerade är bl. a. ISO 834 standard brandkurva, HC (hydrocarbon)-kurvan¹², RWS (Rijkswaterstaat)-kurvan och Malmö City Tunnelkurvan. Spjälkningsrisk och termiska egenskaper har studerats för ett stort antal självkompakterande och traditionellt vibrerade betongkvaliteter av vilka flera innehåller polypropylen-fibrer. Olika system för skydd av betong, berg och dräneringssystem har provats, bl. a. olika typer av sprutbetong, sprutisolering och skivsystem.

Nedan listas provningar och forskningsprojekt som ingår i sammanställningen:

Provning av betongelement

- Storskalig provning av betongpelare - SP forskningsprojekt BRk6033
- Provning av olika typer av betongelement - SP forskningsprojekt BRk6036 och BRk6037
- Storskalig provning av betongelement för Hallandsås-projektet
- Småskalig provning av betong för Malmö Citytunnel
- Storskalig provning av betongelement för Malmö Citytunnel
- Små- och storskalig provning av betong för North Downs Tunnel som ingår i Channel Tunnel Rail Link (CTRL), England
- Storskalig provning av betongelement för tågtunneln "Groene Hart", Holland

- Storskalig provning av betongelement innehållande relativt stor mängd PP-fibrer

Provning av skydds/isoleringsystem

- Storskalig provning av sprutbetong på betongelement för Hallandsåsprojektet
- Småskalig provning av sprutbetong
- Skydd av berg vid upprepade fullskalebrandförsök i Repparfjordtunneln
- Storskalig provning av isolermatta/tättskikt i kombination med sprutbetong för Citybanan
- Småskalig provning av sprutbetongskikt som skydd av PE-matta för Citybanan
- Storskalig provning av sprutbetongskikt som skydd av PE-matta för Citytunneln
- Småskalig provning av sprutisolering EPS - SP forskningsprojekt för SveBeFo
- Fullskaleprovning av sprutisolering EPS - SP forskningsprojekt för SveBeFo
- Provning av kalciumsilikatskivor infästa i betongelement
- Provning av kalciumsilikatskivor och kakel på betongelement
- Provning av kalciumsilikatskivor på betongelement för Westerschelde Tunnel
- Provning av glasfiber-lättbetongskivor
- Småskalig provning av betongliknande material (Maxit)
- Provning av betongliknande material (Fendolite MII) för Westerschelde Tunnel

Övriga forskningsprojekt

- Runehammarförsöken
- Europaprojektet FIT
- Europaprojektet DARTS

Pågående projekt

- SBUF-projektet
- Statens Vegvesen, Norge
- Formasprojektet
- Vägverksprojektet
- Europaprojektet Newcon
- Europaprojektet UPTUN
- Europaprojektet L-SURF
- RILEM komittén
- Holländskt forskningsprojekt

TEKNISKA LÖSNINGAR

Ett flertal tekniska lösningar på brandskydd av tunnelkonstruktioner presenteras i rapporten. Exempelen är hämtade från pågående eller nyligen utförda tunnelprojekt i Sverige. Bland aktuella tunnelprojekt återfinns flera olika tekniska lösningar med avseende på att förhindra ras och/eller spjälkning vid brand, exempelvis:

- 1) Förundersökning av betongens brandegenskaper – d.v.s. vald betong kan visa sig vara acceptabel
- 2) Tillsats av polypropylen fibrer i sprutbetong som läggs som ett täcksikt över betongkonstruktionen som skall skyddas.
- 3) Tillsats av polypropylen fibrer i betongen i de bärande betongelementen
- 4) Brandskyddsputs som sprutas som ett täcksikt över betongkonstruktionen
- 5) Ett obrännbart värmeisolerande skikt av plattor t.ex. kalciumsilikatskivor, hård stenull, glasfiberduk eller PE-skum

Exempelen som beskrivs i rapporten är hämtade från följande tunnelprojekt:

- Betongtunnel med sprutbetong/brandskyddsputs, Söderledstunneln (reovering)
- Betongtunnel med sprutbetong, Södra länken
- Betongtunnel med sprutbetong, Löttingetunneln
- Stålfiberarmerad sprutbetong med separat isoleringsskikt, Citybanan
- Betongtunnel (vägtunnel) och betongtunnel (spårtunnel), Överdäckning Snöflingan
- Bergtunnel med sprutbetong och betongtunnel med brandskyddsskivor, Götatunneln
- Betongtunnel, Hallandsåstunneln
- Betongtunnel med sprutbetong och bergtunnel med sprutbetong, Botniabanan
- Betongtunnel och bergtunnel, Ådalsbanan
- Bergtunnel med sprutbetong, Norra länken
- Betongtunnel, Citytunneln

SLUTSATSER OCH KOMMENTARER

Rapporten avslutas med ett kapitel där slutsatser och kommentarer som framkommit under arbetets gång presenteras.

- I de flesta större tunnelbyggprojekt som pågår för närvarande kommer PP-fibrer att tillsättas betongen i någon del.
- I flera större tunnelprojekt har kraven i Tunnel 2004 eller BV-tunnel förtydligats eller kompletterats med projektspecifika krav.

- Risken för spjälkning är stor hos många betongkvaliteter, speciellt för tät betong såsom självkompakterande och högpresterande betong.
- Inblandning av relativt små mängder PP-fibrer ger ett bra skydd mot spjälkning i alla typer av betong.
- För sprutade system och skivor är det viktigt att den mekaniska infästningen är utprovad och kontrollerad. Risken för vidhäftningsbrott och nedfall vid en brand är stor, med stora konsekvenser för funktionen hos skyddssystemet som följd.
- Skyddssystem är provade och godkända för olika brandkurvor för en begränsad tid, exempelvis ISO834 under 60 minuter. Vid en verklig brand kan brandförloppet vara helt annorlunda, vilket innebär att påverkan på skyddssystemet inte överensstämmer med det som provats. Det finns exempelvis skivor och sprutsystem vars skydd baseras på att i materialet bundet vatten eller andra ämnen ska förångas eller omvandlas och därmed kyler bakomvarande konstruktion. Vid en långvarig brand är deras funktion okänd.
- En tillverkare har erfarenhet av att PP-fibrer i betong inverkar menligt på arbetbarheten, den blir "död" redan efter 30-45 minuter.
- En tillverkare har erfarit att det är viktigt att ha god kontroll på sprutbetongens sammansättning och att anpassa denna vid en eventuell tillsats av PP-fibrer. Det råder annars stor risk för att sprutbetongen skiktas vid appliceringen och att kvalitén bli ojämn.
- Betong med pp-fibrer kräver större sättmått än icke-inblandad betong för att kunna vibreras på konventionellt sätt.

REFERENSER

¹ Häggström J., Wahlström M., Hjöhlman M., *Brandskydd av Tunnelkonstruktioner*, SveBeFo Rapport 82, 2007.

² *Byggnadsverkslagen*, BVL 1998:847

³ *Lagen om säkerhet i vägtunnlar*, SFS 2006:418

⁴ *Lagen om skydd mot olyckor*, 2003:778

⁵ *Järnvägslagen*, 2004:519

⁶ *Tunnel 2004*, VV Publ 2004:124, Vägverket

⁷ *BV tunnel* (BVS 585.30), Banverkets föreskrift 2005-07

⁸ *Preliminära riktlinjer*, Svenska Betongföreningens kommitté för betong och brand, April 2004

⁹ ISO 834-1 Fire-resistance tests – Elements of building construction- Part 1: General requirements

¹⁰ EN 1363-1 Fire resistance tests – Part 1: General requirements

¹¹ Boström L., *Innovative self compacting concrete – development of test methodology for determination of fire spalling*. SP Report 2004:06

¹² EN 1363-1 Fire resistance tests – Part 2: Alternative and additional procedures

BRANDTÅLIG VATTEN- OCH FROSTSÄKRING FÖR TUNNLAR

Fire resistant water and frost lining for tunnels

Thomas Dalmalm, Vägverket

Lars Boström, SP

Sammanfattning

Mekaniska- och brandegenskaper har provats hos en för tunnlar ny materialtyp, Isolon fire proof. Materialet visade mycket god motståndskraft mot brandpåverkan. Isolon fire proof går utmärkt att spruta med konventionell betongsprutningsutrustning, men egenskaperna kan påverkas av sprutningen. Under torrsprutning kan ballastspillet bli stort och densiteten ökar från 350 till nästan 1100 kg/m³. En dräneringslösning för tunnlar har dimensionerats och provats för dynamisk utmattningslast. Den provade produkten Isolon fire proof klarade de uppställda kravnivåerna. De genomförda försöken visar att det är viktigt att ställa krav på utförandet.

Summary

Mechanical properties and fire resistance have been tested for a new material type, Isolon fire proof. Very good resistant against fire was shown during the tests. Isolon fire proof was easily sprayed with a conventional shotcrete robot, though the properties are dependent of the spraying method. The amount of re-bounce was high while using the dry shotcrete method and the density increased from 350 to almost 1100 kg/m³. A drainage system for tunnels has been calculated and tested for dynamic load. The tested product reached the target levels. The importance of a good workmanship was demonstrated during the tests.

1 Inledning

1.1 Bakgrund

När bergtunnlar och bergrum byggs är tätning mot inläckande grundvatten en central fråga för att inte orsaka grundvattensänkningar. Tätning av undermarksanläggningar utförs vanligtvis genom förinjektering och vid behov kompletteras med efterinjektering.

Genom att sänka inläckaget från exempelvis 40 liter/minut till 2 liter/minut har man klarat inläckagekraven, men trots detta kan dropp förekomma lokalt. I tunnlar för väg- och järnvägstrafik måste av komfort-, säkerhets- och beständighetsskäl i princip allt dropp

elimineras. Vid kall väderlek kan fritt vattendropp leda till istappar och svallis som medför risk för olycksfall samt ökade drift- och underhållskostnader.

Vatten- och frostsäkring av väggar och tak i tunnlar är därför nödvändigt i vårt klimat. I de nordiska länderna är inklädnad med extruderad polyeten även kallat PE-skum en vanlig metod. PE-skum är ett mycket effektivt och lätt isoleringsmaterial, men det har olägenheten att vara brännbart. Ansvariga myndigheter har därför satt fokus på tunnelsäkerhet och avser att fasa ut detta material. Nya normer i Norge och inom EU ställer betydligt större krav på brandsäkerhet än tidigare. I Figur 1 visas två oinsprutade mattor av PE-skum med lokalt vattenläckage mellan mattorna.



Foto: Anna Andréén/Peter Lundman

Figur 1 Isbildning mellan mattor av PE-skum i en järnvägstunnel.
Ice formation between drainage system

I denna artikel presenteras resultaten från en nyligen avslutad studie om vatten- och frostisolering av bergtunnlar som genomförts i SveBeFo:s regi.

1.2 Syfte

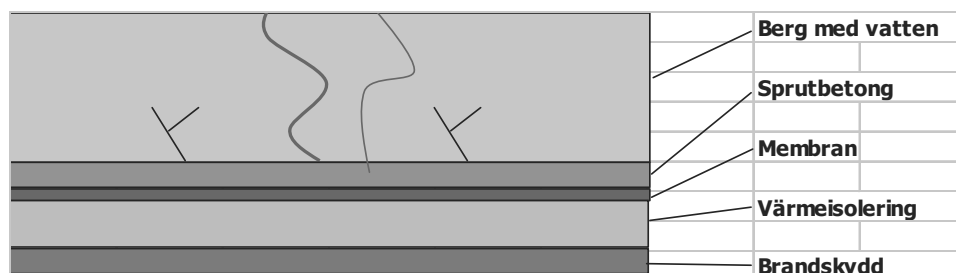
Syftet med projektet var att undersöka hur nya material som t ex Isolon fire proof kan användas för att uppfylla kraven på brandsäkerhet i tunnlar. Projektet var indelat i två etapper.

Etapp 1 omfattade att undersöka om sprutad Isolon fire proof var ett lämpligt material som brandskydd genom att mäta isolationsförmåga och på ett förenklat sätt mäta förmågan att motstå explosiv spjälkning.

Under etapp 2 studerades mer i detalj om sprutad Isolon fire proof fungerade som en komponent i ett system för dränering och frostisolering av tunnlar. Materialets termiska egenskaper och dynamiska utmattning studerades i fullskaleförsök.

1.3 Systemidé

En principlösning för brandtålig vatten- och frostsäkring av tunnlar visas i Figur 2. De brandskyddande och värmeisolerande egenskaperna har traditionellt åstadkommit av två olika material, men beroende av materialegenskaper kan det vara ett och samma material som både brandskyddar och värmeisolerar.



Figur 2 Principskiss för en brandtålig vatten- och frostsäkring.
Principal layout of a fire resistant water and frost insulation

Isolon fire proof är en fabrikstillverkad torrblandning av EPS-kulor och byggcement, som blandas med vatten till en lättbetongmassa för gjutning och uppfyllnad till stora tjocklekar. EPS är liktydigt med expanderad polystyren, samma råvara som används i cellplastisolering av typen Frigolit. Den gjutna Isolon fire proof har en relativt låg värmekonduktivitet ($\lambda \sim 0,08$ W/mK). Den brandtekniska ytskiktsskissen motsvarar Euroklass A2.

Den isolerande förmågan för gjuten Isolon fire proof är ungefär hälften av den isolerande förmågan hos en drän av polyeten ($\lambda \sim 0,042$ W/mK). I en tunnel är det vanligt att använda dräner med en tjocklek om ca 50 mm. Om denna ersätts med en 25 mm tjock drän i kombination med ett 50 mm tjockt lager av Isolon fire proof så har mängden brännbart material halverats med bibehållen isoleringsförmåga.

Ett system skulle då kunna byggas upp enligt nedanstående:

1. Ett membran som står för vattentätning placeras närmast berget.
2. Ett värmeisolerande skikt som består av t ex Isolon fire proof eller en kombination av PE-skum och Isolon fire proof.
3. Ett brandtåligt skikt som består av t ex Isolon fire proof.
4. Ett bärande skikt som kan överföra lasterna till bultar som är förankrade i berget. Detta skikt kan bestå av t ex Isolon fire proof. Om lasterna är stora kan konstruktionen behöva kompletteras med konventionell sprutbetong.

I ett optimalt fall skulle alltså t ex Isolon fire proof eller annan likvärdig produkt kunna stå för såväl värmeisolering, brandskydd samt den bärande funktionen, vilket kan bidra till lägre förstärknings- och inklädnadskostnader.

1.4 Krav för vatten- och frostisolering samt erforderligt brandskydd

I Vägverkets regler beskrivna i Tunnel 2004, kapitel 4 ställs kravet att material i bärande huvudsystem, inklädnad och installation inte får bidra till brandspridning eller rökspridning. Enligt Tunnel 2004 bör materialet därtill vara obrännbart om inte materialets bidrag till brandspridning kan anses vara försumbart. Bärande huvudsystem, inredning och installationer nödvändiga för säker utrymning och räddningsinsats skall påvisas kunna motstå brandpåverkan under angiven utrymnings- och angreppstid utan att det uppstår lokala skador, t ex i form av nedfall. Säkerhet mot betongavspjälkning skall dokumenteras genom provning eller utredning.

2 Metodik och genomförande

En serie provkroppar tillverkades med konventionell betongsprutning (våtsprutning). Provkropparna testades för såväl mekaniska- som brandegenskaper hos SP Sveriges Tekniska forskningsinstitut i Borås. Brandtesterna genomfördes initialt i liten skala enligt provningsmetoden SP Brand 119, utgåva 3, daterad 2002-01-24 och med brandgastemperatur enligt standardbrandkurvan ISO 834:1975. Kurvan är framtagen för att simulera en brand i ett rum.

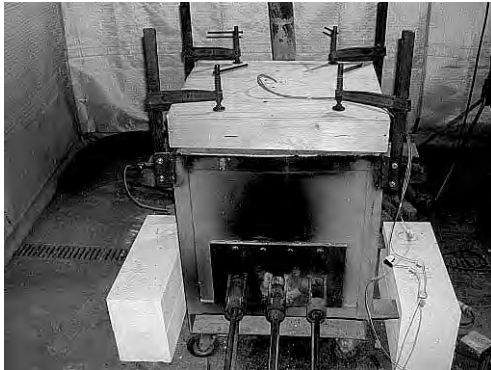
Trälådor med innerdimensionen B=600 mm, L=500 mm, H=100mm tillverkades. I lådan placeras termoelement för att mäta temperaturen på olika nivå i materialet. Lådorna våtsprutades med Isolon fire proof. Dimension och material framgår av Tabell 1.

Tabell 1 Material och tjocklek hos de ingående skikten för respektive provkropp.
Material and thickness of the different layers for each test sample

	Tätande skikt	Isolon fire proof	Ytskikt (brandutsatt yta)
Prov-1	35 mm PEskum	60 mm	-
Prov-2	1,5 mm LLDPE*	60 mm	-
Prov-3	1,5 mm LLDPE	60 mm, armerad (6x150x150 mm)	-
Prov-4	1,5 mm LLDPE	120 mm, armerad (6x150x150 mm)	-
Prov-5	1,5 mm LLDPE	60 mm, armerad (6x150x150 mm)	20 mm sprutbetong med inblandning av 2 kg/m ³ polypropylenfibrer
Prov-6	1,5 mm LLDPE	120 mm, armerad (6x150x150 mm)	20 mm sprutbetong med inblandning av 2 kg/m ³ polypropylenfibrer

* Membran av flossad LLDPE (linjär lågdensitetspolyeten (Low Density Polyethylene))

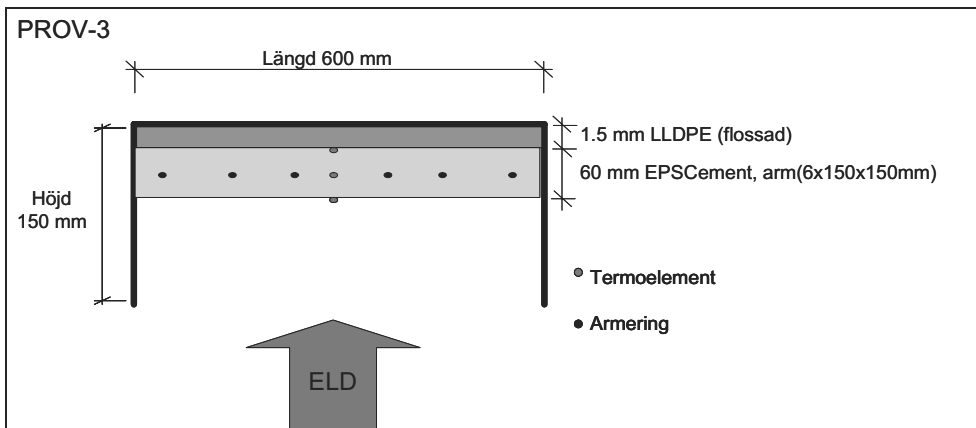
Provkroppen avformades och lades horisontellt på en liten ugn med öppningsmått 360 x 450 mm². Endast den nedre delen av formen sidos togs bort vilket innebär att de övre delarna av formen fortfarande fanns kvar vid provningen (se Figur 3).



Figur 3 Inledande brandtester
Initial fire tests

Mellan ugnskant och provkropp lades en stenullsisolering, se Figur 3. Provkroppen späades lätt fast mot ugnen med fyra tvingar, en vid varje hörn. Proven pågick under minst 60 minuter. I varje provkropp var termoelement ingjutna på olika djup (se Figur 4). De var placerade centriskt mot den brandexponerade ytan.

Efter de inledande testerna dimensionerades en inklädnadslösning för vägtunnlar baserat på erhållna egenskaperna. Den dimensionerade konstruktionen provades sedan avseende mekaniska egenskaper, dynamisk uthållighet och brandtest i större skala.



Figur 4 Principiell uppställning vid inledande brandtester
Principal layout of initial fire tests

3 Dimensionering av inklädnadslösning

Baserat på de provade egenskaperna hos sprutad Isolon fire proof beräknades lämpligt centrum avstånd mellan infästningsbultar samt armeringsmängd. Enligt Vägverkets ATB Tunnel 2004 skall inklädnaden i tunnlar dimensioneras för en lufttrycksvariation orsakad av

passerande fordon som förutsätts uppgå till 0,8 kPa i sug och 0,5 kPa i tryck. För att dimensionera inklädnadsvalvet kan det statiskt betraktas som en strimla av en balk eller som ett pelardäck. Balksbetraktelsen är lite mer konservativ och ger högre tvärkraft och moment. Med ett bultavstånd på cc 1,8 meter och ett centriskt placerat armeringsnät 6 mm med delning 200 mm x 200 mm erhålls för pelardäcksfallet ett $M_{brott} = 0,67$ kNm/m och ett $N_{brott} = 2,19$ kN. För betongbalkberäkning erhålls $M_{brott} = 0,77$ kNm/m och $N_{brott} = 2,5$ kN. Vid dimensionering mot utmattning skall kollektivparametern κ väljas som 1/3 och spänningscykeltalet bestämmas efter aktuell årsdygnstrafik enligt tabell 3.3-1.

Tabell 2 Spänningscykeltal enligt Tunnel 2004
Tension cycle number according to Tunnel 2004

Årsdygnstrafik (ÅDT) per tunnelrör	Spänningscykeltal (N)
under 2 500	$2 \cdot 10^6$
2 500 t o m 10 000	$1 \cdot 10^7$
över 10 000	$5 \cdot 10^7$

För beräkning väljs en årsdygnstrafik över 10 000 fordon, dvs. antalet spänningscykler skall vara $5 \cdot 10^7$. De dimensionerande material parametrarna reduceras på grund av den dynamiska lasten genom att multiplicera med 0,55. Istället för att utföra 50 miljoner lastcykler kan lasten ökas enligt Betonghandboken och antalet cykler minskas. I detta fall med 0,8 kPa i sug och 0,5 kPa i tryck med cc bult 1,8 meter erhöles om antalet lastcykler reduceras till 3 miljoner en belastning +2,85 -1,78 kN. Lasten påförs som en laststyrd sinuskurva i en ingjuten bult.

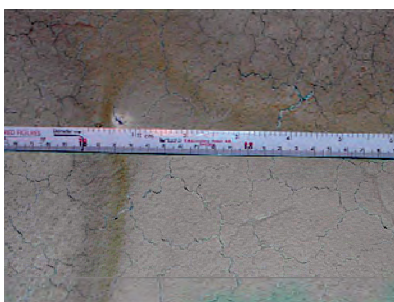
4 Resultat och observationer

4.1 Brandtester i liten skala av våtsprutade element

Efter brandtesterna observerades provkropparna visuellt. I Figur 5 och 3:1 Figur 6 visas fotografier tagna efter brandbelastning för prov 3:1. Ytan är lätt krackelerad av värmen, men i övrigt helt intakt.

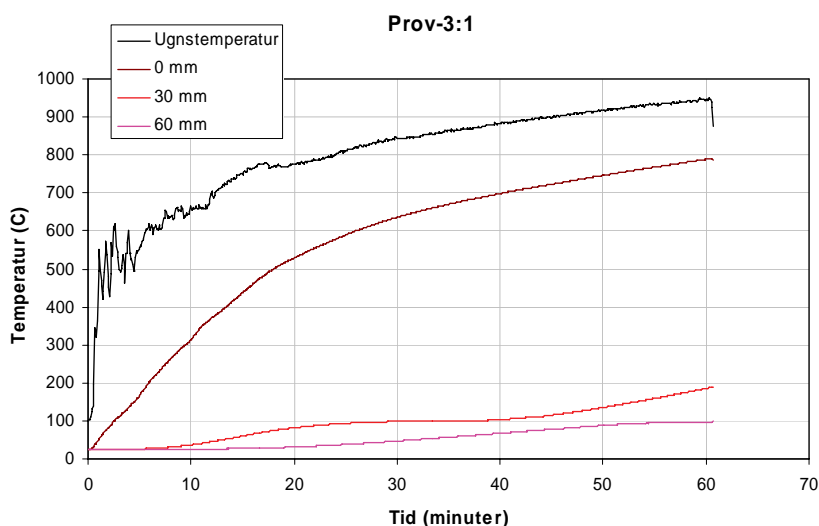


Figur 5 Provkropp 3:1
Test sample 3:1



Figur 6 Närbild av provkropp Prov-3:1
A close up of test sample 3:1

I Figur 7 visas de uppmätta temperaturerna i ugnen samt i provkropparna. Den översta kurvan visar ugnstemperaturen. Därunder visas den temperaturgivare som placerats närmast den brandbelastade ytan osv. De två undre kurvorna stannar båda upp en tid vid temperaturen 100 °C. Detta är en effekt av att vattnet i provkroppen förångas. När vattnet är slut kan temperaturen fortsätta att stiga vilket i Figur 7 noteras efter ca 50 minuter på djupet 30 mm.



Figur 7 Temperaturer vid inledande brandtest av provkropp 3:1
Temperature during initial fire test in sample 3:1

Sex olika typer av provkroppar (enligt Tabell 1), och två av varje typ brandprovades för att studera risken för explosiv spjälkning samt brandisolationsförmågan. Inget av de provade föremålen spjälkade vid brandprovningen. Efter provningarna var den brandpåverkade ytan något sprucken, men inget material hade skalats av.

Temperaturen mättes på olika djup vid brandprovningarna. Det var dock svårt att direkt tolka resultaten då det exakta avståndet till den brandexponerade ytan var osäkert. Detta beror på att den fixpunkt som använts vid montering av termoelementen var tätskiktet. Därefter sprutades Isolon fire proof och efter detta eventuellt även en sprutbetong. Tjockleken på de sprutade materialen varierade varför termoelementens placering är osäker

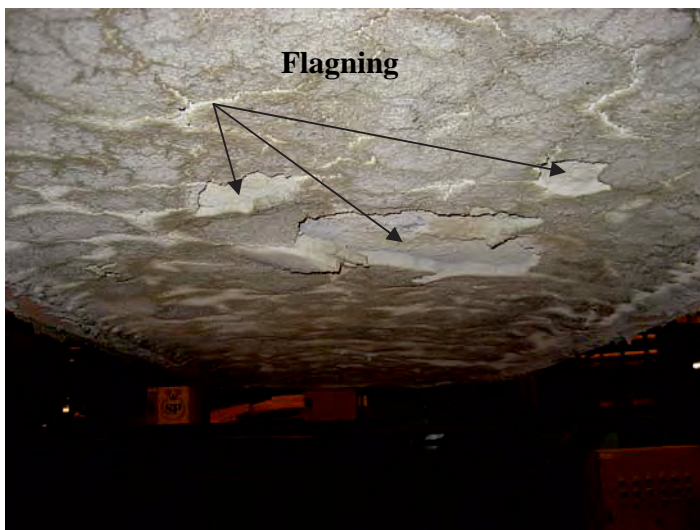
4.2 Brandtester i stor skala av torrsprutade element

Efter lyckade brandtester i liten skala fortsatte försöken med upprepade prover i större skala. Två betongelement tillverkades genom torrsprutning av Isolon fire proof i en form av betong med dimension 1200 x 3600 mm², se Figur 8. Två olika tjocklekar provades. Provkropp 1 sprutades med 70 mm och provkropp 2 med 120 mm. Ugnstemperaturen styrdes enligt SIS 02 48 20, utg.2, daterad 1977-07-01 (ISO 834-1975) men med den s.k HC-kurvan.



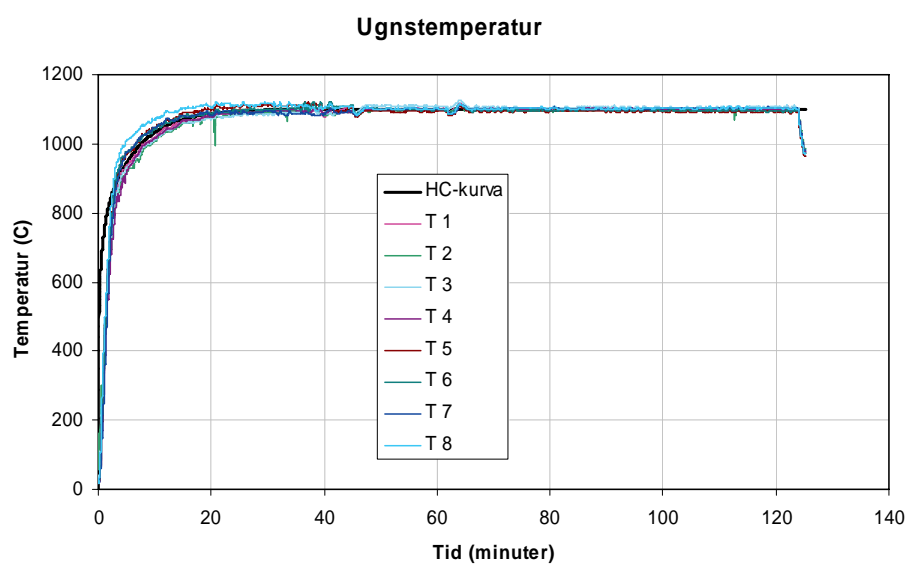
Figur 8 T.v. betongelement ovan ugn och T.h. uppstart av ugn
Left, test plates from above and right ignition of fire in oven

Omkring 3 minuter efter start av brandprovet skedde en mindre avflagning från provkropp 2. Det är mindre bitar, 5 x 5 mm², som flagar av. Omkring 10 minuter efter start av brandprovet lossnar på provkropp 1 en bit med storlek 100 x 200 mm² och tjocklek omkring 20 mm nära upplaget. Samtidigt lossnar en bit med samma storlek från provkropp 2 (se Figur 9). Efter provningen noterades att hållfastheten hos provkropp 1 var något sämre än hos provkropp 2. Detta fastställdes genom att med en hammare knacka på den brandutsatta ytan.

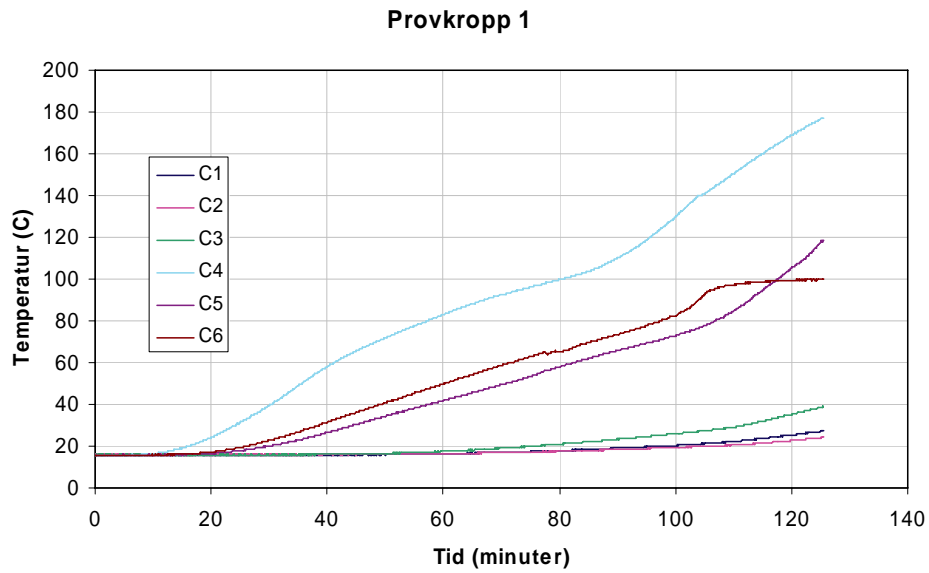


Figur 9 Provkropp 2 efter brandprovning
Test plate 2 after fire test

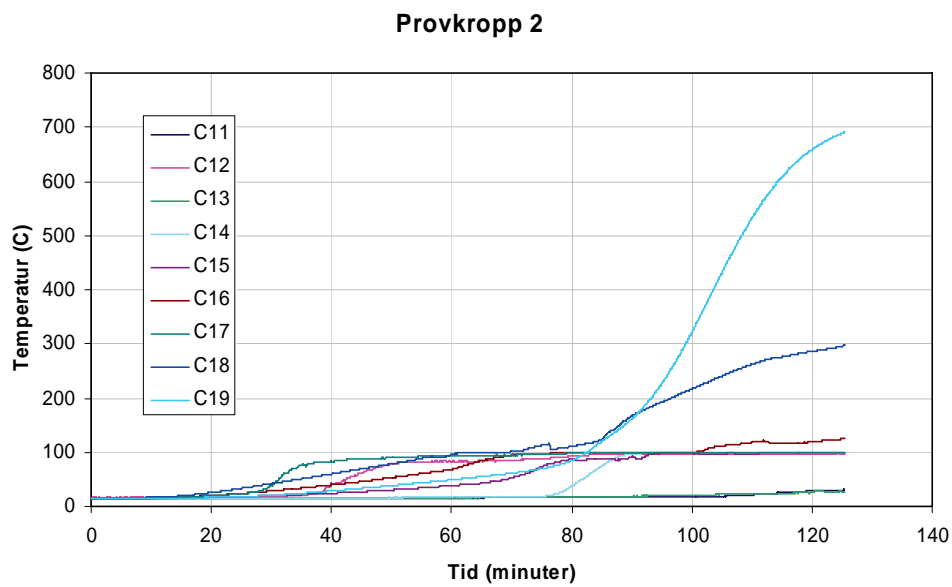
Figur 10, Figur 11 och Figur 12 visar det uppmätta temperaturerna i ugnen samt i provkropparna.



Figur 10 Temperaturer i ugnen
Temperature in furnance



Figur 11 Temperaturer i den 70 mm tjocka provkropp 1
Temperature in the 70 mm thick test specimen 1



Figur 12 Temperaturer i den 120 mm tjocka provkropp 2
Temperature in the 120 mm thick test specimen 2

4.3 Mekaniska egenskaper Isolon fire proof

För att kunna dimensionera en konstruktion av sprutad Isolon fire proof krävs att materialets mekaniska egenskaper bestäms. För våtsprutad Isolon fire proof uppmättes följande egenskaper.

Tabell 3 Tryckhållfasthet (våtsprutad)
Compressive strength (wet shotcrete)

Provkropp	Densitet (kg/m ³)	Tryckhållfasthet (MPa) SS137220
1	463	3,9
2	463	3,7
3	462	3,8

Även frostresistens och böjdraghållfasthet mättes på 3 provkroppar. I tabellen nedan redovisas medelvärdet av 3 provningar.

Tabell 4 Frostresistens och böjdraghållfasthet (våtsprutad)
Frost resistant and tensile strength (wet shotcrete)

	Mätvärde	Enhet	Standard / Metod
Frostresistens (56 cykler förfarande IA)	0,29	[kg/m ²]	SS 13 72 44
Böjdrag (sprött brott)	0,5	[MPa]	Mod. ASTM C1018
E-modul	1,4	[GPa]	CBI rapport 3:97

På samma sätt uppmättes för den torrsprutade Isolon fire proof de mekaniska egenskaperna på tre prover. Resultaten redovisas i Tabell 5.

Tabell 5 Tryckhållfasthet (torrsprutad)
Compressive strength (dry shotcrete)

Provkropp	Densitet (kg/m ³)	Tryckhållfasthet (MPa)
1	1088	12,3
2	962	9,4
3	899	8,3

Att notera är de stora densitetsskillnaderna mellan våt- och torrsprutad Isolon fire proof samt att densiteten varierar inom gruppen av torrsprutade prover, jämfört med gruppen av våtsprutade prover. Böjdraghållfastheten uppmättes på tre balkar och redovisas i Tabell 6.

Tabell 6 Frostresistens och böjdraghållfasthet (torrsprutad)
Frost resistant and tensile strength (dry shotcrete)

	Prov 1	Prov 2	Prov 3
Densitet (kg/m ³)	1026	1053	1079
Böjdraghållfasthet (MPa)	2,0	1,9	1,8

E-modul för den torrsprutade Isolon fire proof var i storleksordningen 3,7 GPa.

4.4 Termiska egenskaper hos de våtsprutade elementen

Bestämning av de termiska egenskaperna (värmekonduktivitet och värmediffusivitet) utfördes med Transient Plane Source (TPS) vid rumstemperatur. Till provningen användes kuber med sidlängden 150 mm. Temperaturen i laboratoriet var 20 ± 1 °C och den relativa fuktigheten var 60 ± 5 %. Tre mätningar utfördes på varje provföremål, varav medelvärdet för de tre proven redovisas nedan. Kapton sensor (4922) med 14,9 mm i radie har använts vid alla mätningar. Effekten var 5 W och mättiden var 10 sekunder för alla mätningar. Resultaten visas i Tabell 7.

Tabell 7 Termiska egenskaper hos beräknade för Isolon fire proof 20 °C.

	λ värmekonduktivitet (W/mK)	α , värmediffusivitet (mm ² /s)	C, volymetrisk värmekapacitet (MJ/m ³ K)
Medelvärde provkropp 1	0,177	0,291	0,607
Medelvärde provkropp 2	0,181	0,283	0,639

En högre omgivningstemperatur ger en högre uppmätt värmekonduktivitet (λ). Detta förklarar varför värmekonduktiviteten här är högre än den initialt angivna värmekonduktiviteten (0,08 W/mK). Omgivningstemperaturen vid dessa försök var +20°C vilket skall jämföras med omgivningstemperaturen för den initialt angivna värmekonduktiviteten som var mätt vid +10°C.

4.5 Termiska egenskaper hos de torrsprutade elementen

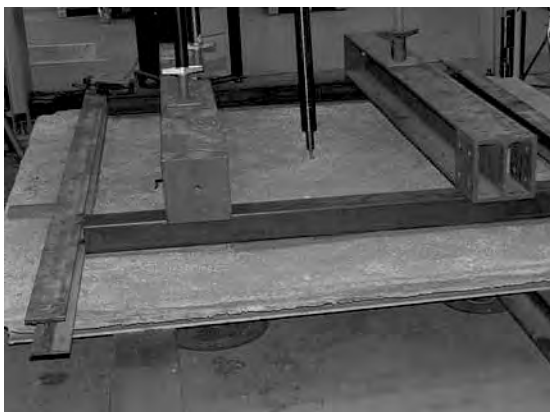
De termiska egenskaperna konduktivitet, diffusivitet och specifik värme mättes vid rumstemperatur i två riktningar, sprutriktning och vinkelrätt sprutriktning för de torrsprutade elementen. Som framgår av Tabell 8 är resultaten starkt beroende av mätriktning.

Tabell 8 Resultat från mätning av termiska egenskaper

	Konduktivitet	Diffusivitet	Specifik värme
	Mätning i sprutriktning		
Prov 1	0,475	0,431	1,10
Prov 2	0,479	0,454	1,05
	Mätning vinkelrätt sprutriktning		
Prov 3	0,541	0,240	2,25
Prov 4	0,543	0,240	2,26

4.6 Resultat från dynamiska tester

Två olika plattor provades för dynamisk last. Platta 1 hade torrsprutats och platta 2 hade våtsprutats. Lasten påfördes genom en M12 bult som var gängad i ett sprutbetongkors. Sprutbetongkorsen var i sin tur najad till det centriskt placerade armeringsnätet. Allt utom bulten torrsprutades sedan in med Isolon fire proof. Försöksuppställningen visas i Figur 13.



Figur 13 **Dynamisk provning**
Dynamic testing



Figur 14 **Glappande infästning**
Loose fixation

Platta 1

Innan den dynamiska lasten kunde påföras rätades bulten då den var aningen snett ingjuten. Efter ca 1 miljoner cykler började infästningen att glappa. Vid 1,6 miljoner cykler var glappet 5 mm och provningen avbröts. Efter avslutad dynamisk provning utfördes statisk belastning till brott. Brottlasten blev 24,5 kN och brottdeformationen 80 mm. Densiteten för prov 1 var ca 900 kg/m³ och tryckhållfastheten ca 4 MPa. Tryckhållfastheten mättes på cylindrar med höjden 102 mm och diameter 104 mm. Efter den statiska belastningen till brott noterades att glappet låg mellan stål-stål, mutter-"ingjutningskryss".

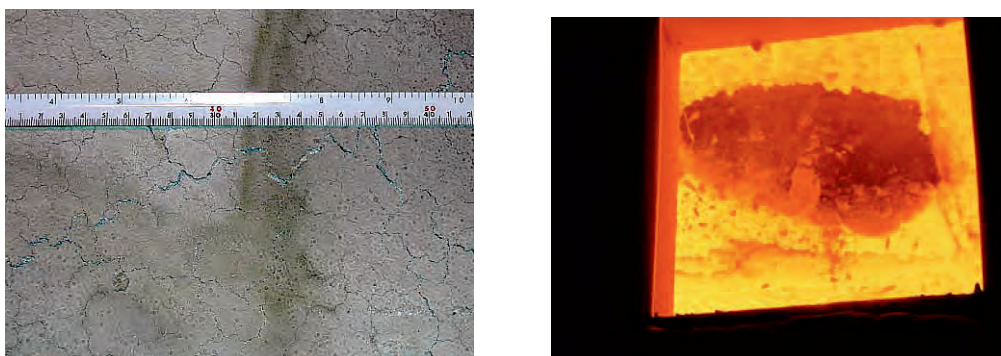
I Figur 14 visas den glappande infästningen mellan bult och sprutbetongkors. Den övre muttern har lossnat och gängat upp sig ca 5 mm.

Platta 2

Bulten var vinkelrätt ingjuten i förhållande till provkroppen. Efter 3 miljoner cykler avbröts provningen. Inga synliga skador kunde noteras. Efter avslutad dynamisk provning utfördes statisk belastning till brott. Brottlasten blev 21,0 kN och brottdeformationen 80 mm. Densiteten för prov 2 var ca 650 kg/m³ och tryckhållfastheten ca 2 MPa. Tryckhållfastheten mättes på cylindrar med höjden 102 mm och diameter 104 mm.

5 Diskussion och slutsatser

För att hitta nya systemlösningar för vatten- och frostisolering i tunnlar provades ett antal olika kombinationer på inklädnadssystem där Isolon fire proof var ett av delmaterialen. Tjockleken på inklädnaden varierades mellan 60 och 120 mm. Alla provade systemlösningar uppfyllde kravet på att inte spjälka efter 60 minuters brandbelastning med brandgastemperatur enligt standardbrandkurvan ISO 834:1975. I figuren nedan visas ett exempel på krackelerad yta och ett annat exempel på spjälkning av betong.



Figur 15 Till vänster visas provkropp 2-1 som krackelerar men inte spjälkar. Till höger visas sprutbetong som lossnat och betong under sprutbetongen som spjälkar vid brandtest.
Left: test specimen 2-1. Right: spalling of shotcrete

Provkroppar med en yta av Isolon fire proof fick efter brandbelastning en lätt krackelerad yta oberoende vilken tjocklek som använts, 60 eller 120 mm. En krackelerad yta kan accepteras, så länge den inte faller ner.

Provkroppar av Isolon fire proof som belagts med 20 mm sprutbetong innehållande polypropylenfiber (2 kg/m^3 betong) uppvisar vare sig krackelering eller spjälkning efter 60 minuters brandbelastning.

Under de storskaliga brandtesten av 70 mm respektive 120 mm Isolon fire proof skedde en begränsad avskalning på båda de provade elementen. Denna avflagning skedde som en delaminering, dvs en skiktning i ytan. Detta kan bero på att elementen sprutades och att denna delaminering beror på hur sprutningen utförts. I övrigt fanns inga tecken på explosiv spjälkning hos elementen.

Den isolerande förmågan hos elementen var mycket god. Efter 120 minuters exponering med hydrokarbonkurvan var temperaturstegringen på 70 mm djup under 20 K.

Uppmätt värmeledningsförmåga beror av omgivningstemperaturen under mätningen. I projektets startskede uppgavs värmekonduktiviteten (λ) till 0,08 W/mK vid +10 °C. Detta är sannolikt i överensstämmelse med de inom detta projekt uppmätta resultaten, där värmekonduktiviteten (λ) vid 20 °C uppmäts till 0,18 W/mK. För frostisolering borde det dock vara mer relevant att mäta vid en temperatur strax över fryspunkten, t ex + 5 °C, en sådan mätning skulle sannolikt ge ytterligare lägre värde på värmekonduktiviteten. Försöken visar också att sprutningen gör materialet mycket anisotropt. Den specifika värmen är en bulkegenskap hos materialet och skall inte vara beroende av mätriktning. Vid mätningarna noteras att den specifika värmen skiljer med en faktor två vid mätning vinkelrätt respektive parallellt med sprutningsriktningen, vilket gör att mätresultaten inte är tillförlitliga.

Under försöken noterades en kraftig variation i produktens densitet beroende av utförandet. Den gjutna Isolon Fire proof har en densitet kring 350 kg/m³. För de sprutade produkterna avgår ballast (EPS kulor) under sprutningen. Störst är spillet under torrsprutning, medan ett betydligt lägre spill noterats under våtsprutning. För den sprutade produkten varierar densiteten mellan 462-1079 kg/m³. I motsvarande grad varierar även tryckhållfasthet och böjdraghållfasthet.

Den dynamiska provningen utfördes på två provkroppar med den belastning som föreskrivs i Vägverkets Tunnel 2004 (0,8 kPa i sug och 0,5 kPa i tryck). Det första provet klarade inte belastningen utan gick sönder efter halva antalet cykler. Orsaken var att infästningen började glappa vilket orsakades av en löst sittande mutter. Hade muttern varit ådragen ordentligt, hade sannolikt provet klarat hela den dynamiska testen. Detta visar på hur viktigt det är med ett korrekt utförande och att hela kedjan förstås av alla inblandade parter. Det andra provet med lägre tryckhållfasthet klarade hela den dynamiska testen. Mer logiskt hade varit att den provplatta med lägst tryckhållfasthet hade gått sönder först. Detta styrker teorin om att det var den löst sittande muttern alternativt den sneda ingjutningen som orsakade att den dynamiska testen fick avbrytas. Baserat på utförda dynamiska tester kan därför konstateras att den provade produkten klarar uppställda kravnivåer om utförandet är korrekt.

6 Referenser

1. Dalmalm, T., Boström, L., (2006), Brandtålig vatten- och frostsäkring Etapp 1: inledande test av sprutad EPSCement, SveBeFo rapport K23
2. Boström, L., (2007), Provning av EPSCement, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut
3. Malmqvist, G., (2007), Utmattningsprov av infästning i EPSCement, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut

CITYTUNNELN I MALMÖ – UTTAG AV TVÄRTUNNLAR

The City tunnel project in Malmö -Excavation of crosspassages

Johan Brantmark Citytunnelprojektet
Christopher Kolbjørnsen Citytunnelprojektet
Peter Damgaard Citytunnelprojektet

Sammanfattning

Citytunnelprojektet i Malmö innebär bland annat att två 4,5 km långa tunnlar drivs under Malmö stad med TBM teknik. Dessa sammanbinds med tretton stycken tvärtunnlar. Vid TBM drift är tvärtunnlarna särskilt känsliga för det är det enda tillfälle då omgivande berg blottläggs helt till tunneln. Frågor som stabilitet av huvudtunneln och tvärtunneln, inläckande grundvatten, sättningar på markytan och stomljud är kritiska. Dessa aspekter redovisas i artikeln. Det konkluderas att de prognoser på grundvatten som utförts i underliggande MIKE SHE modell stämmer väl med utförda observationer. Deformationer i tunneln och på ytan har varit mycket små. Kvarstående longitudinella spänningar i betonginklädnaden är betydande och gör stabiliteten i huvudtunneln bättre än väntat.

Summary

The Citytunnel project in Malmö comprises two 4,5 km long tunnels excavated by tunnel boring machine, TBM. The two tunnels are interlinked by thirteen cross passages. These tunnels are particularly sensitive since this is the only time when the surrounding ground is fully exposed to the tunnel. Main issues in conjunction with the cross passages are stability of the main tunnels and the cross passages, amount of seepage of ground water, settlements on the surface, and ground borne noise. These aspects are covered in the article. It is concluded that the forecasts for seepage based on a MIKE SHE model fits well to observations done in the tunnel. Deformation on surface is limited and longitudinal stresses in the concrete lining are significant and make the stability of the main tunnel even better than expected.

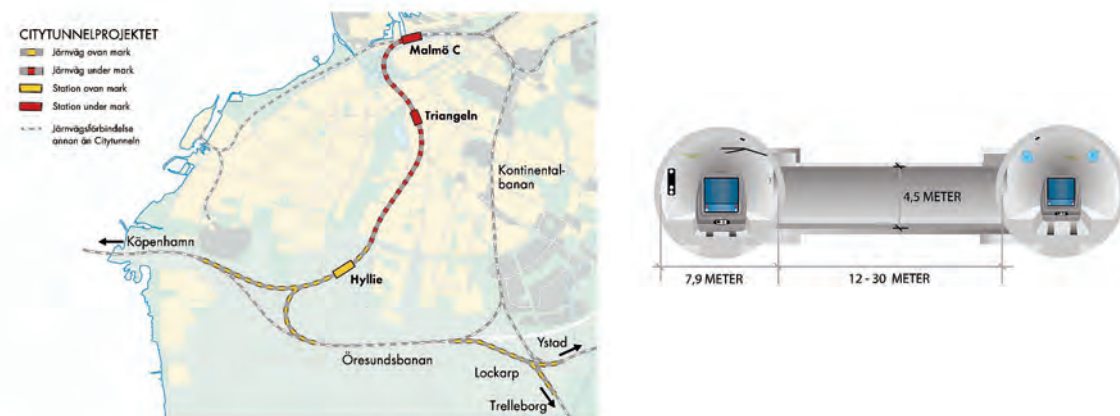
1. Inledning

Sedan invigningen av Öresundsbron har resandeutvecklingen i regionen överträffat de mest positiva prognoserna och utvecklingen spås fortsätta. Dagens järnvägsnät räcker inte till för all den trafik som förväntas i samband med den fortsatta utvecklingen i Öresundsregionen.

Lösningen på kapacitetsproblematiken är att bygga till Malmö C med en underjordisk stationsdel som möjliggör genomgående trafik och en järnvägstunnel under Malmö som knyter samman Malmö C med Öresundsbron och förbindelsespåren mot Ystad och Trelleborg.

Malmö Central byggs ut med en ny underjordisk stationsdel, Malmö C Nedre. Stationen byggs i ett öppet schakt som sedan täcks över. Av projektets totala 17 km järnväg utgör 6 km två parallella tunnlar under Malmö. Tunnelns sträckning går från Malmö C till stadsdelen Hyllievång i södra Malmö. Fyra och en halv kilometer av tunneln borras med hjälp av två specialbyggda tunnelborrmaskiner. Resterande del av tunneln byggs i öppna schakt som sedan täcks över.

Projektet är uppdelat i 5 större anläggningsentreprenader; Vid Malmö C bygger NCC stationen som en grävd betongstation. Mellan Malmö C och Hyllie görs tunneln och den underjordiska stationen vid triangeln av Malmö Citutunnel Group (MCG). MCG består av Bielfinger Berger (50%), Per Aarsleff A/S (25%) och E. Pihl & Sön A.S. (25%) (www.malmutunnel.se). I söder bygger NCC Hyllie station och de utför även markarbete för spåren ovan jord. Skanska utför markarbeten i Lockarp. Citytunneln är kostnadsberäknad till 9,45 miljarder kronor i 2001 års penningvärde. Projektet finansieras av Banverket, Malmö stad och Region Skåne samt med EU-bidrag.



Figur 1 Karta över Citytunnelprojektet (*Map over the Citytunnelproject*)

De två tunnelrören binds samman med tvärtunnlar var 350e meter. Uttaget av dessa tunnlar är speciellt då det är den enda tunneldrivning som sker med helt öppen front. Problem med vattengenombrott, svagt berg och bergförstärkning blir mer uppenbara vid tvärtunnlarna. Denna artikel fokuserar på uttaget av dessa tunnlar och de erfarenheter som kan dras ur detta arbete.

2. Kalkbergets egenskaper längs med Citytunneln

2.1 Geologiska egenskaper

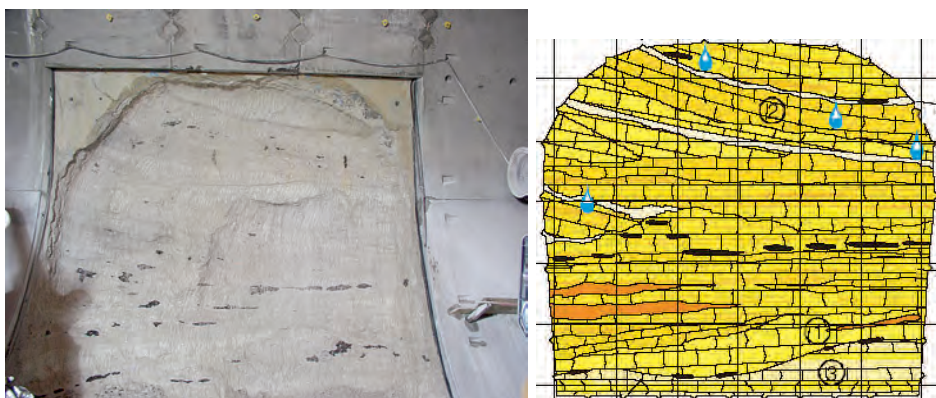
Malmöregionen ligger inom den sk Dansk-Polska Sänkan, en depression i urberget, som är utfyllt med sedimentära berglager. De sedimentära berglagren i regionen, som bildades för cirka 65 miljoner år sedan, är från den tertiära tidsepoken och har en mäktighet på cirka 2000 meter. Kalkstenarna, som är 60-80 m mäktiga, har till följd av växlande bildningsbetingelser starkt varierande hårdhetsgrad. De hårdaste dellagren består av flinta. Utsträckta upp till metermäktiga bankar av flinta förekommer främst i de övre kalkstenslagren (Köpenhamnkalksten), medan förekomsten i den tertiära

kalkstenen (Bryozokalksten) inskränker sig till glesa tunnare skikt. De lösaste dellagren består oftast av märgel (lera blandat med kalkslam).

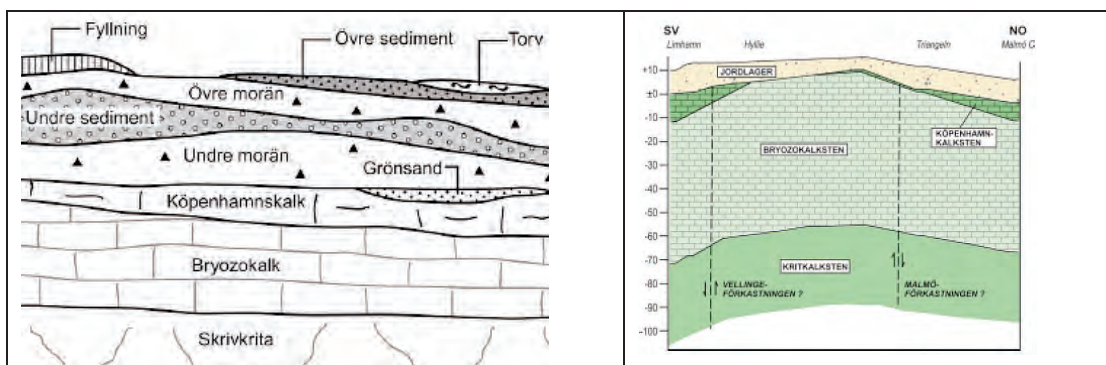
Köpenhamnskalkstenen som är lokaliserad i de övre metrarna av kalkberget är kraftigt uppsprucken och vattenförande kalksten som motstått den glaciala erosionen.

Köpenhamnskalkstenen karakteriseras av en relativt horisontell lageruppbyggnad där de ingående lagren växlar i hårdhet från helt lösa till mycket hårda. Berggrunden längs med Citytunnelns sträckning består framförallt av Bryozokalksten med inslag av koralkalksten och konglomerat.

Bryozokalkstenen har fått sitt namn på grund av att kalkstenen till övervägande del är uppbyggd av bryozoa (bryozo = mossdjur). Bryozokalkstenen är lagrad i bankar där bankarna i sig är uppbyggda av lager med varierande hårdhetsgrad (calcitcement), och med varierande innehåll av bryozoa i de olika delarna av bankarna. Flinta förekommer mest som klumpar, med diameter på 10-30 cm, men även längre band av flinta har påträffats. Sprickigheten är i allmänhet låg och lagerföljden är horisontellt lagrad med undulerande yta.



Figur 2.1 Foto på stuff, i detta fall högt flintinnehåll samt karterings dokumentation. (Photo on the face with a high content of flint and facelog)



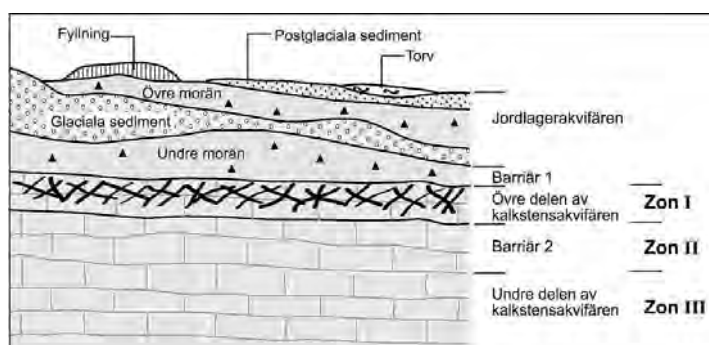
Figur 2.2 a) Principfigur över geologiska lagerenheter (Principal figure on geological layers)
b) Exempel på förkastningar inom regionen (Example on faults within the region)

Jordlagren längs med Citytunnelns sträckning domineras av ett oftast 5-15 m mäktigt täcke av morän som avsattes vid den sista inlandsisens avsmältning för ca 15 000 år

sedan. Moränen är mer eller mindre lerhaltig och benämns därför lermorän (lerhalt >15 %). Denna har normalt en hög lagringstäthet samt en låg block- och stenhalt. Moränytan är generellt sett överkonsoliderad och följer i stort den underliggande bergtopografin.

2.2 Hydrogeologiska egenskaper

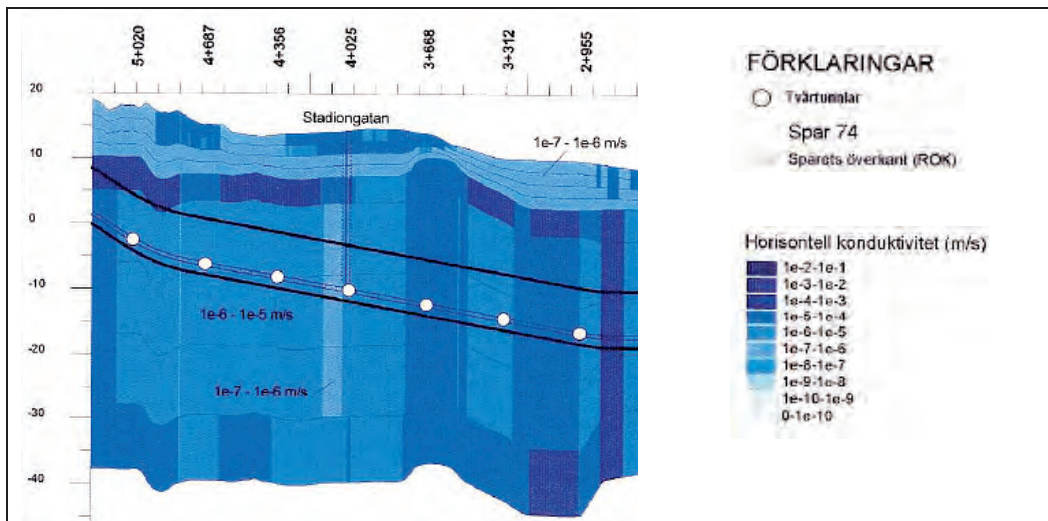
Längs med Citytunnelns sträckning kan upp till tre grundvattenförande lagerenheter urskiljas. I övre jordlagren förekommer normalt en öppen akvifär – jordlagerakvifären som underlagras av en barriär i den undre moränen. Kalkberget i Malmö kan betraktas som en sluten akvifär eller så kan man dela in kalkberget i flera slutna enheter. Den övre delen av kalkstensakvifären (zon I) omfattar de översta 4 – 8 metrarna av kalkberget vilket vanligen sammanfaller med Köpenhamnsleden och är kraftigt uppsprucken. Den undre delen av kalkstensakvifären (zon III) är ofta porös och uppsprucken. Mellan zon I och zon III förekommer vanligen en barriär (zon II) som utgörs av den tätare bryozokalkstenen. Vanligt förekommande akvifärer och barriärer längs med Citytunneln kan ses i figur 2.3 nedan.



Figur 2.3 Akvifärer och barriärer längs med Citytunneln (*Akvifäres and barriers along the Citytunnel*)

2.2.1 Hydrogeologiska förundersökningar

Ett stort antal förundersökningar har gjorts för att klargöra de hydrogeologiska egenskaperna längs med Citytunneln. Exempelvis har det gjorts propumpningar, kapacitetstester och flödesmätningar. Som ett led utav förundersökningarna kring Citytunneln har även grundvattensimuleringar utförts i numeriska grundvattenmodeller. Dessa 3-dimensionella hydrologiska modeller är baserade på modellsystemet MIKE SHE. Den geologiska modelluppbyggnaden är avgränsad i tio beräkningslager. Jordlager och kalksten har tilldelats egenskaper beträffande utbredning, mäktighet och hydrauliska egenskaper. Randvillkor i form av hydrauliska gränser, dräneringar och grundvattenuttag har lagts till. Kalibreringar har gjorts för såväl dynamiska förhållanden där man tagit hänsyn till klimatvariationer över året och stationära förhållanden där ett medelklimat har använts. I modellerna har samtliga tvärtunnlar tätats genom injektering med en tjocklek på 4 meter och med en konduktivitet på $5 \cdot 10^{-6}$ m/s. Vid simuleringarna antogs det också att endast en av tvärtunnlarna är aktiva åt gången. En hydrogeologisk profil med horisontella konduktiviteter längs med Citytunneln kan ses i figur 2.4 nedan.

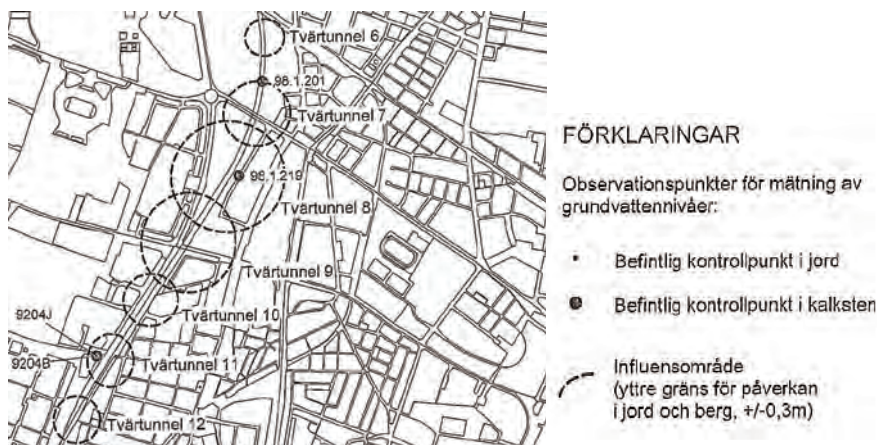


Figur 2.4 Hydrogeologisk profil med horisontella konduktiviteter mellan Holma och Triangeln. (Hydro-geological profile with horizontal conductivity between Holma and the Triangeln station)

3. Miljödom

Citytunneln har prövats både med avseende på påverkan på grundvattnet (miljöbalkens 11e kapitel, obligatorisk prövning) och med avseende på miljöfarlig verksamhet (kapitel 9, frivillig prövning).

Denna prövning resulterade i att det definierats ett tillåtet påverkansområde runt varje tvärtunnel där påverkan på grundvattnets läge är acceptabel. Utanför denna linje kan endast fluktuationer på maximalt 0,3m accepteras, se figur 3.1. Det inflöde som korresponderar mot det framräknade påverkansområdet har beräknats i MIKE SHE modellen. Utifrån modellen har även kriterier tagits fram för maximalt tillåtet inläckage i varje tvärtunnel. Dessa värden varierar mellan 5 m³/h till 15 m³/h per tvärtunnel."



Figur 3.1 Runt varje tvärtunnel definieras ett område där grundvattensänkning tillåts. (Around every cross passage an area is defined, within this area ground-water lowering is allowed.)

Som ett resultat av kapitel 9 prövningen så har även krav fastställts på vilken övrig miljöpåverkan projektet får ha. Stor vikt läggs där vid avloppsvattnet. Vid Citytunneln får inget avloppsvatten släppas ut som kan ha negativa konsekvenser för miljön. Specifika värden har bestämts för järn, konduktivitet, pH och tensider. Vidare får inga andra kemikalier släppas ut som kan ha negativ påverkan på miljön. Detta definieras som att $PEC/PNEC < 1$ alltid, där PEC =Predicted Environmental Concentration och $PNEC$ =Predicted No Effect Concentration. Värden på $PNEC$ finns definierat för ett fåtal ämnen, men oftast krävs en särskild utredning för att fastställa detta. Även tillåtet stömljud definieras. För borrhingsarbeten bör stömljudet, mätt med mikrofon inomhus, ej överstiga 46 dB(A), och för alla andra arbeten skall samma värde alltid understiga 35 dB(A).

4. Byggmetod

Tvårtunnlarna som förbinder de båda huvudtunnlarna är mellan 12 – 31 m långa och har en höjd och bredd på ca 5,4 m. Samtliga tvårtunnlar söder om Triangeln är i skrivande stund uttagna. Arbetsproceduren har sen starten justerats för att anpassas till de rådande geologiska och hydrogeologiska förhållandena. Nedan ges en kort beskrivning hur uttaget av tvårtunnlarna går till, steg för steg.

Huvudtunnlarna är förstärkta med betongsegment som monteras i ringar i samband med att tunnelborrmaskinen (TBM) driver huvudtunneln. Ringarna stabiliseras genom ett bakfyllnadsbruk som tillsammans med grundvattentrycket håller ihop ringens form och komprimerar tätningslisterna som sitter runt varje segment. Varesig segment eller ringar är bultade.

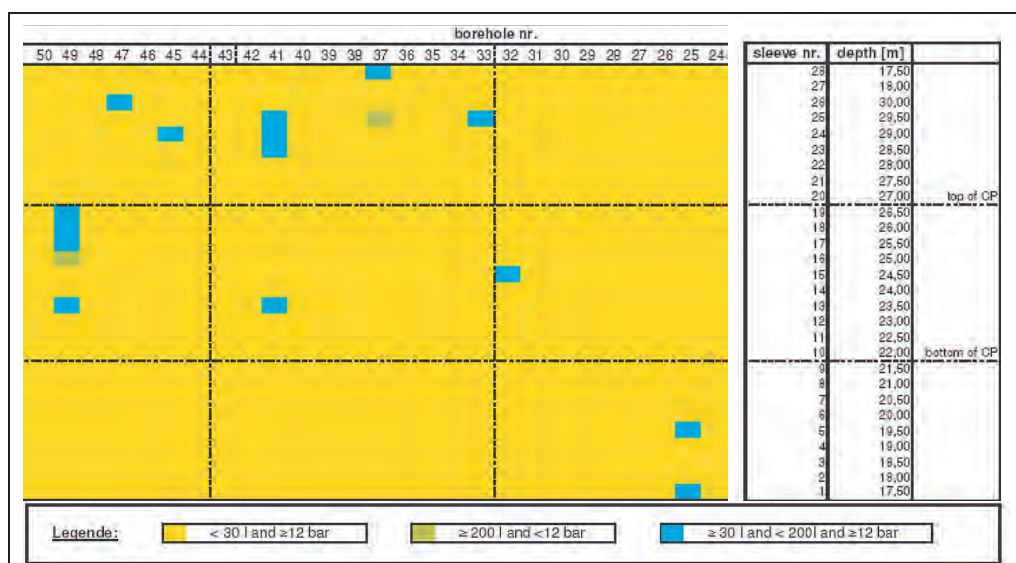
För att ge plats för en tvårtunnel måste segment i väggen av huvudtunneln tas ner i tre ringar. Det betyder att cirkelformen hos betongförstärkningen bryts och den enskilda ringen blir statiskt intabil. För att ha en konstruktion som är statiskt stabil krävas därför ett arrangemang som tillåter en kapad ring att överföra skjuvkrafter till en angränsande ring. De förtillverkade tunnelsegmenten som placeras där en tvårtunnel skall tas ut är därför gjutna med en speciell ursparning, som innan liningen tas bort fylls med expanderande bruk.

Under den inledande fasen av projektet har vatenförlustmätningar kompletterats och utvärderats. Genom detta arbete har projektet gjort en första prediktion på vilka tvårtunnlar som måste injekteras för att inflödet skall kunna begränsas till vad som föreskrivs i miljödomen. Som ett resultat av detta arbete har 4 tunnlar injekterats från markytan (Tvårtunnel 1,2,8,12)

Vid Citytunnelprojektets tvårtunnlar har cementbaserad ridåinjektering genomförts med ”tube á manchette (TAM)” teknik. TAM-systemet består i grund och botten av ett rör (tube) med små hål runt omkretsen vid jämna intervall längs med rör längden. Varje uppsättning av hål är övertäckt med en flexibel gummi hylsa (manchette) vilket är uppbyggd så att injekteringsmedlet endast kan flöda åt ena hållet. Med hjälp av en dubbelpackning injekteras endast en sektion åt gången. Vanligtvis börjar man injektera från botten och upp. I princip har injekteringskriterierna för TAM injektering vid tvårtunnlarna satts enligt tabell 4.1 nedan. I figur 4.1 kan ett exempel på dokumentation och redovisning av TAM injektering ses.

Tabell 4.1 Injekterings kriterium för TAM injektering vid tvärtunnlar (*Criteria for TAM-grouting at cross passages*)

Meter under kalkbergsytan	Kriterium: Max tryck och volym	Extra kriterium
0-5	15 bar eller 200 l	Inget
5-10	20 bar eller 200 l	Om 200 l nås och trycket är <12 bar, fortsätt till 400 l eller 20 bar
>10	25 bar eller 200 l	Om 200 l nås och trycket är <12 bar, fortsätt till 400 l eller 25 bar



Figur 4.1 Exempel på dokumentation och redovisning av TAM injektering (*Example of documentation on TAM.grouting*)

Fördelar med TAM tekniken är exempelvis att:

- spårbarheten är hög
- kompletterande injektering kan göras utan att behöva borra nya hål
- möjlighet finns för att kombinera olika injekteringsmedel
- injekteringen kan kontrollerat riktas till områden där bärget är sämre

Innan några tunnelsegment tas bort görs nio undersökningshål genom liningen för att fastslå om injektering från tunneln först behöver utföras. Hålen är 3,6 m långa och det sammanlagda vattenflödet mäts och jämförs med det maximalt tillåtna inflödet. Om flödet genom hålen är större än 1/3 av det maximalt tillåtna utförs kompletterande förinjering av bergmassan.

Efter att ha öppnat upp de två första tvärtunnlarna (TT12 och TT11) kunde det konstateras att inflödet överskred de prognostiserade flödena. Det visade sig att det förhöjda vatteninflödet till tvärtunnlarna orsakats av urspolning av löst bergmaterial från TBM-borrningen beläget mellan ostört kalkberg och återfyllning med cement (mortar) utanför liningen. Detta tillkommande flöde uppskattades motsvara ca 50 %. För att reducera inflödet efterinjekterades den ringformade och urspolade skåran mellan

ostört kalkberg och mortar liningen med olika snabbhärdande polyuretan baserade tätningsmedel. Genom att göra denna relativt enkla injektering har flöden kunnat reduceras med uppskattningsvis 40 %.

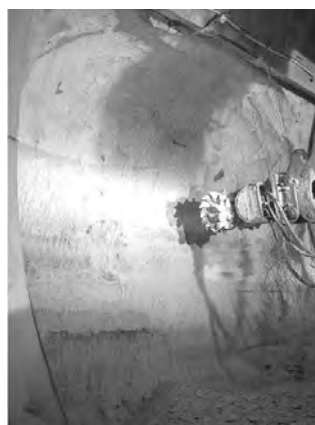
Utifrån erfarenheterna från TT12 och TT11 och för att minimera risken för urspolning ändrades arbetsproceduren för de efterkommande tvärtunnlarna. För resterande tvärtunnlar förinjekteras detta område från huvudtunneln genom liningen med cement innan tvärtunnlarna öppnas upp. Genom att förinjektera med cement minskar behovet av polyuretan baserade tätningsmedel (kemiskinjektering).

Nästa steg i processen är håltagning av liningen. Elementen sågas och borrar upp till hanterbara delar innan de lyfts bort. Inledningsvis gjordes försök med enbart diamantsågning av segmenten. Det visade sig dock omedelbart att de kvarvarande längsgående spänningarna i betongliningen var så stora att sågklingan fastnade. Det kan därför konstateras att de spänningar som byggs in genom att TBM:en tar spjörn mot senast byggda ring till stor del ligger kvar i betongen. Denna effekt har inte tagits med då behovet av skjuvnycklar eller annat stöd har dimensionerats. Men effekten är tydlig och projekteringen av skjuvnycklar är därför på säkra sidan.

Innan någon drivning sker görs en bedömning av geolog på plats vilken förstärkningsklass som skall användas. Facelogging görs sedan minst en gång per dag, så länge uttag pågår. Vid starten av tvärtunneluttagen fanns fem olika förstärkningsklasser, där den lättaste innebar 50 mm sprutbetong och den tyngsta en kombination av sprutbetong, nätarmering och bergbult. För de två första tvärtunnlarna användes endast den första förstärkningsklassen, då berget uppvisade bra egenskaper. Inför den tredje tvärtunneln togs beslut om en ytterligare förstärkningsklass som innebar helt oförstärkt berg. Övriga tvärtunnlar fram till i dag har utförts med enbart enstaka ströbult med gott resultat. Tunnelfronten har varit stabil och enbart små rörelser har mätts upp i de konvergeringsmätningar som utförts i huvud- och tvärtunnlar samt de sättningmätningar som gjorts på markytan. Själva uttaget sker med fräshuvud och hydralhammare. Då ingen sprutbetong behövt användas har indriftshastigheten kunnat ökas till ett medel på 1,5 m/dag.



Figur 4.2 Bortlyftning av delat tunnelsegment inför start på ny tvärtunnel. (Removal of tunnel segment before start of excavation)



Figur 4.3 Fräsning av kalksten (Excavation of crosspassage)



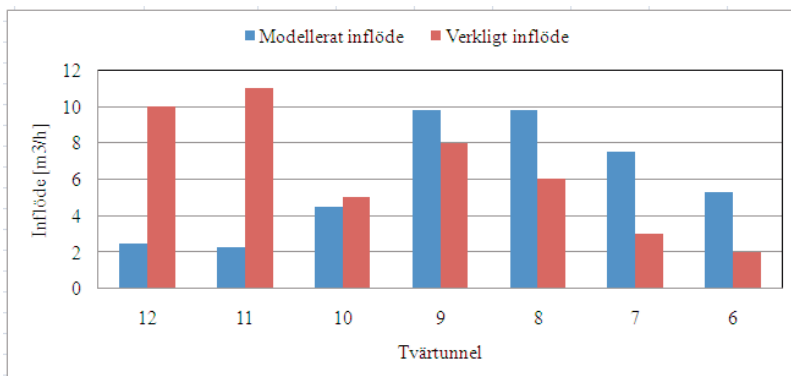
Figur 4.4 Drivning av tvärtunnel m.h.a. hydralhammare, i tak och väggar syns prismor för konvergeringsmätningar (*Excavation of cross passage, in the roof and walls prisms used for convergence readings can be seen*)

Då en tvärtunnel är genomslagen vidtar betonggjutningar. Det system med prefabricerade gjutformar i stål som används till samtliga tvärtunnlar har visat sig fungera väl. När hela tvärtunneln är gjuten görs kontaktinjektering och injektering med mikrocement för att slutgiltigt täta tvärtunneln.

5. Uttag av tvärtunnlar - Erfarenheter

Vid skrivandet av denna artikkel har sju av totalt tolv tvärtunnlar tagits ut med gott resultat. De prognoser på berget som tagits fram har visat sig stämma väl, då de mätningar som genomförs har bekräftat detta och i vissa fall visat att förhållandena är bättre än förväntat. Typiskt sett kännetecknas geologin av horisontellt lagrad kalksten som är homogen och stabil med inlagringar av flinta i varierande grad. I vissa fall förekommer förkislad kalksten i mindre utsträckning.

I figur 4.1 nedan visas de beräknade och modellerade inflödena för tvärtunnel 12-6. De verkligt uppmätta inflödena är median värden för den period då tvärtunnlarna var öppna. Både de modellerade och de verkliga flödena varierar relativt kraftigt mellan de olika tvärtunnlarna på grund av varierande djup, längd och varierande konduktiviteter längs med tunnelns sträckning.

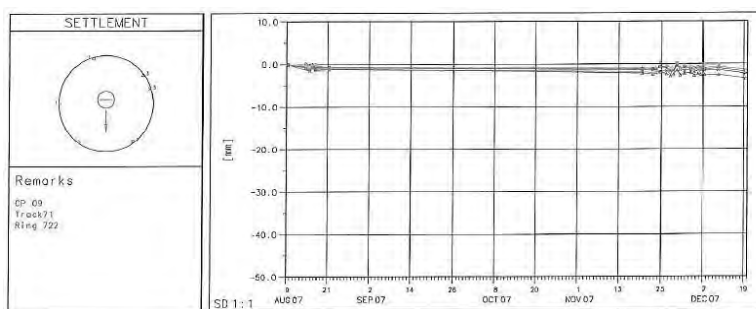


Figur 5.1 Tvärtunnlarnas inflöden (*Inflow at cross passages*)

I figur 5.1 kan man tydligt se att skillnaden inte är så stor mellan det verkligt uppmätta inflödena och de modellerade inflödena för TT10 till TT6. I de två första tvärtunnlarna (TT12, TT11) var vattenflödet större än förväntat, speciellt från det urspolade området precis utanför huvudtunnelns lining. Åtgärden med att injektera detta område med cementbruk innan hål görs i den vattentäta linningen har visat sig vara effektiv. Inflödet till tvärtunnlarna i byggskedet medför grundvattensänkningar i närliggande områden. Grundvattensänkningar kan normalt medföra sättningar och skador på byggnader. Citytunnelns lermoräner är dock överkonsoliderade vilket har medfört att sättningsproblematiken är liten. Kontroll och mätning av grundvattennivån vid tvärtunnlarna görs i ett antal kontrollpunkter inom definierat praktiskt influensområde. Vid varje tvärtunnel förekommer det flera kontrollbrunnar, vilka står i kontakt med olika delar av kalkberget och jordlagren. Mätningar görs automatiskt med divers och manuellt minst 2 gånger per månad och kontrollpunkt så länge grundvattenbortledning från tvärtunnlarna pågår. Med erfarenhet av de 6 första tvärtunnlarna kan det konstateras att grundvattennivån överskridit $\pm 0,3$ gränsen vid ett fåtal tillfällen. Vid dessa tillfällen har åtgärderna varit antingen kompletterande injektering eller återinfiltration.

De vattenprover som kontinuerligt tas på allt avgående avloppsvatten visade vid några tillfällen ett för högt innehåll av aminer (samlingsnamn för vissa kolväten), detta har knutits till acceleratoren och cementen som används för sprutbetongen. Speciellt har dietanolamin identifierats som ett problem då detta ämne är giftigt för vattenlevande organismer. I första hand är detta ett problem i akut-skeedet eftersom ämnet bryts ner med tiden genom naturliga processer, hastigheten på nedbrytningsprocessen är beroende på temperatur och den mikrobiologiska aktiviteten i vattnet.

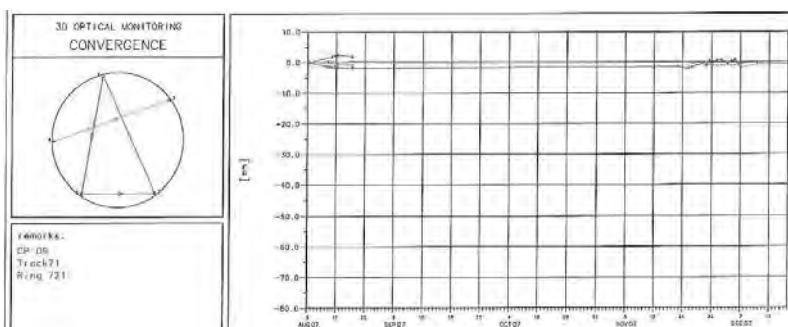
Detta ledde till att användandet av sprutbetong sågs över och då bergets egenskaper visat sig vara så goda togs beslut om ny förstärkningsklass, helt utan sprutbetong. Sättningsmätningar genomförs uppe på markytan enligt ett fastlagt mätprogram och resultatet av de mätningarna visar att rörelserna är små och stabiliseras snabbt. Sättningarna brukar ligga mellan 0 – 5 mm och ofta förekommer ingen rörelse alls.



Figur 5.2 Sättningsmätningar på markytan vid tvärtunnel 9, samtliga rörelser ligger mellan 2-4 mm. (*Settlement readings on surface at cross passage 9, all movements are within 2-4 mm*)

Konvergeringsmätningar genomförs inne i tvärtunnlarna såväl som i huvudtunnlarna. De rörelser som uppkommer utvecklas som förväntat och stabiliseras snabbt. I starten

av arbetet sker intensiva mätningar speciellt i samband med öppningen av en ny tvärtunnel. Systemet med skjuv-nycklarna i de förtillverkade tunnelsegmenten som sedan fylls med expandernade bruk har visat sig fungera utmärkt. Vartefter stabilisering sker glesas tiden mellan mätningarna ut till kontrollmätningar fram till dess att alla gjutningar är färdiga. De rörelser som uppkommit ligger i storleksordningen 0 - 4 mm.



Figur 5.3 Konvergeringsmätningar i huvudtunneln visar små rörelser på ett par mm. (Konvergering readings in maintunnel shows small movements within a couple of mm)

6. Slutsatser

Efter uttaget av de 6 första tvärtunnlarna kan det konstateras att de prognoser på grundvatten som utförts stämmer väl överens med utförda observationer. Deformationer i tunneln och på ytan har varit mycket små. Kvarstående longitudinella spänningar i betonginklädnaden är betydande och gör stabiliteten i huvudtunneln bättre än väntat.

När tunnelbormaskinerna arbetar sig framåt skapas en zon av påverkat, uppsprucket berg ett par centimeter utanför tunnellingens. Denna uppspruckna zon på ett par centimeter blir mycket vattenförande och injekteras därför innan en tvärtunnel öppnas upp. Genom att göra denna relativt enkla injektering har flöden kunnat reduceras med uppskattningsvis 40 %.

SveBeFo

Box 47047
SE-100 74 Stockholm

Telefon 08-692 22 80 • info@svebefo.se
Besöksadress: Mejerivägen 4

ISSN 0281-4714

tblk.