

BeFo



STIFTELSEN BERGTEKNISK FORSKNING
ROCK ENGINEERING RESEARCH FOUNDATION

BERGMEKANIKDAG 2010

Föredrag



PROGRAM

- 08.00 Registrering, Kaffe/Te
- 09.00 Inledning
Mikael Hellsten, BeFo
- Inbjuden gästföreläsare:
Brittle Spalling: Practical Limits
Mark Diederichs, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada
- 10.00 **Stabilitet & Förstärkning - Inledare: Jenny Greberg, LTU**
- Analys av orsaken till ett smällbergsutfall 2 feb. 2008 i Kiruna gruva
Christina Dahnér, LKAB
- Tredimensionell spänningsanalys av block 19 i Kiirunavaara gruva
Jonny Sjöberg, LKAB
Fredrik Perman, Vattenfall Power Consultant
- 10.45 **Kaffe, Te & Frukost**
- Riskbaserat system för underhåll av bergskärningar
Bengt Åhlén, Geosigma
Mats Bellinder, Vägverket
- 11.30 **Aktuella projekterfarenheter - Inledare: Markus Kappling, Golder Associates**
- Bergtunnel utan bergtäckning - En bergmekanisk utmaning på Norra länken i Stockholm
Jonas Paulsson, Sweco, Helen Andersson, De Neef, Roland Ekenberg, Nitro Consult, Peter Borchardt, Borchardt Infosystem, Thomas Dalmalm, Vägverket
- 12.00 ca **Lunch**
- 13.00 Erfarenheter från Norra länken - Tunneldrivning med låga bergtäckningar
Thomas Dalmalm, Vägverket
- Underground rock caverns for crude oil storage in India - Rock mechanical considerations and experience during construction
Gösta Ericson, Carl-Olof Söder, Giancarlo Cardone, Sweco Int. Ulf Håkansson, Hans Pilebro, Skanska Suresh Malkani, Engineers India Limited (EIL)
- 13.35 **Tätning & Injektering - Inledare: Åsa Fransson, Chalmers**
- Relevanta krav på injekteringsbruk utifrån dagens kunskap
Håkan Stille, KTH
Almir Draganović, KTH

Vattentätande tillsatsmedel i sprutbetong i motorvägstunnlar

Ingvar Bogdanoff, WSP

Per Lindén WSP

Jimmy Magnusson, Vägverket

14.15 ca *Kaffe, Te & Kaka*

Erfarenheter av Real Time Grouting Control Method

(Injekteringskontroll i realtid)

Björn Stille, Vattenfall Power Consultant, Håkan Stille, KTH,

Gunnar Gustafson, Chalmers, Shinji Kobayashi, Shimizu Corp. Japan

15.15 ca **Dammar & Vattenkraft - Inledare: Marie von Matérn, WSP**

Krokströmmens valvdamm, Stabilitetsanalys i 3D

Anders Gustafsson, Sweco Infrastructure

Fredrik Johansson, Sweco Infrastructure/KTH

Alexandra Krounis Guerrero, Sweco Infrastructure/KTH

Håkan Stille, KTH

Study on the key issues during the construction of the

deep-buried tunnels in Jinping Hydropower Project

WU Shiyong, WANG Ge, WANG Jian, Ertan Hydropower

Development Co., Ltd.

Åtgärder efter ras i Bolmentunneln

Tommy Ellison, Besab

Caj Lundqvist, Sydsvatten

Ingvar Bogdanoff, WSP

Tunnelling in Difficult Ground: The Niagara Tunnel Project*

Matthew A. Perras and Mark S. Diederichs

Queen's University, Ontario, Canada

* Nyinsatt föredrag

16.30 ca Utdelning av pris till årets föredragshållare

Dagsprogrammet slut

16.45 ca **Årsmöte - Svenska Bergmekanikgruppen**

Medlemmar och icke-medlemmar är välkomna!

17.30 ca *Mingel med tilltugg*

Restaurant Park Side

19.30 SLUT

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

Föredrag vid
BERGMEKANIKDAG
I STOCKHOLM, 8 MARS 2010

Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm, March 8th, 2010

FÖRORD

BERGMEKANIKDAGEN 2010

INLEDNING

Året som gått har präglats av förändring som går vidare. Högkonjunkturen för infrastruktur och bergbyggnad håller i sig och väntas fortsätta under överskådlig framtid. Ledande politiker inom EU och även i USA hävdar i enighet att ”*god infrastruktur är avgörande för utvecklingen av hälsa & välfärd*”. Enligt en nyligen utförd sammanställning från OECD är ”*Infrastruktursatsning den enskilt största sektorn för global tillväxt*”. Sverige har varit ledande inom bergteknisk forskning och kan förlora sin position om inte ytterligare medel tillförs forskningen. Trots minskade resurser har två svenska forskare 2009 förärats branschens finaste internationella utmärkelser. Inom bergmekaniken är det Christer Andersson som tilldelats Rocha medaljen för sitt examensarbete ”*Rock Mass Response to Coupled Mechanical Thermal Loading. Äspö Pillar Stability Experiment, Sweden*”.

Infrastruktur är en i huvudsak offentligt finansierad angelägenhet. Beslutad av politiker och genomförd av offentliga myndigheter. Stat, kommuner och landsting är de parter som tjänar på att landet har en bra infrastruktur och att denna byggs med effektivast möjliga metoder med beaktande av livscykelkostnad.

Vår strävan är att Sverige skall behålla en ledande position inom bergtekniken till nytta för landet att bygga mer och bättre infrastruktur, och därigenom lämna betydelsefullt bidrag till tillväxt och välfärd. Sverige kan skryta med att ligga i topp inom EU med stort bidrag av BNP till forskning och utveckling enligt uppgift 4 %. Forskning och utveckling på infrastrukturområdet uppgår till ca 1 % av investerat kapital. Bergtekniken som är utgör den mest tekniskt komplicerade och kostsamma delen av infrastrukturbygget har endast en bråkdel % av investerat kapital till forskning o utveckling. Väg- och Banverkens övergång i ny gemensam organisation har bidragit till att försena en lösning. Vår ställning som mäklare och samordnare av bergteknisk forskning har satts på prov. Trots detta har BeFo lyckats öka sin omsättning med 38 % under 2009 och vi ser framför oss en ytterligare tillväxt av projektportföljen 2010. Detta har uppnåtts genom att Banverket 2009 placerat extra projekt hos BeFo. 2010 väntas portföljen växa genom den med Formas gemensamma utlysningen.

BeFo:s strävan är högre. Vi arbetar för att bergteknisk forskning under tiden 2010 till 2012 skall nå minst samma omfattning som övrig infrastrukturforskning, vilket motsvarar att BeFo och övriga finansiärer tredubblar insatsen. Det kan ske genom bättre avtal med befintliga huvudfinansiärer eller ändringar i den egna organisationen. Detta är vår utmaning!

Under 2009 genomfördes ett antal seminarier. Bergforskning under 30 år till Tomas Franzéns ära, Drift & Underhåll tillsammans med CDU, idégenererings- och idéval -seminarier tillsammans med BK. De senare gav en mängd idéer för vidare utveckling i förstudier. Medelsbrist har medfört att endast ett förslag genomförts.

2010 planeras verksamheten med seminarier att fortsätta och att drivas tillsammans med BK. Först ut är seminarier på temat erfarenhetsåterföring. Bakgrunden är att vi frågat runt i branschen vad branschen upplever som största behovet. Svaret har varit ganska entydigt ”erfarenhetsåterföring”. Ett stort problem är att t.ex. projektering saknar feedback från drift och underhåll. Också i den löpande verksamheten behövs mer av erfarenhetsåterföring. De projekt som drivs är ofta stora och innebär att man kan betraktas som erfaren när man varit med på bara ett par projekt. Våra seminarier blir tvärvetenskapliga med föreläsare också från andra branscher och med helt andra perspektiv på problematiken. Intentionen är att korsbefrukta bergbranschen med kunskaper, idéer och tillvägagångssätt från utifrån.

Framtiden

Den 3 december 2010 är det 40 år sen BeFo bildades. Verksamheten under dessa 40 år har varit stadd i ständig anpassning till ändrade förutsättningar. Flera tillfällen har ”mattan” ryckts undan och finansieringen av projekt fått söka nya vägar. Verksamheten har aldrig varit stor, och likväl mycket viktig för branschen. BeFo är och har varit en nyckelaktör och samlande organ för bergteknisk forskning och utveckling i Sverige. Rollen har under senare år varit som mäklare och samordnare av forskning och utveckling på området. I och med att antalet huvudfinansiärer minskar försvinner en del av samordningsfunktionen om verksamheten begränsas till Sverige. Kanske är det dags att vi ser Norden som vårt verksamhetsområde. Det betyder avsevärt större möjlighet att driva en verksamhet som ger stor effekt i branschen.

Hur kunde det se ut med finansiärer och utförare av forskning & utveckling från tre länder? Forskare, entreprenörer, konsulter och beställare från olika miljöer med delvis likande bergförhållanden. Utväxling av kunskap och erfarenhet i utökad projektsamverkan.

Kan projekten ha nytta av mer kommersiell inriktning? Vad skulle ske om affärskompetens ingick i varje referensgrupp? Om lyckade affärsinriktade projekt återbetalade del av vinsten under fem år?

Är det en lösning värd att sträva efter att BeFo skulle ha delvis fast anslag från staten? Det finns ett pris på infrastruktur och kostnaden är uppenbar även för staten.

Ett uppenbart och viktig behov är en långsiktig finansierings lösning. Forskningsprojekt, som syftar till kunskapsuppbyggnad är en viktig uppgift för BeFo. Sådan forskning som ofta innebär doktorsexamen förutsätter avtal som löper på minst 5 år eller hellre 3+3 år.

2010 arbetar vi för att öka huvudmannaskaran, finna trygga och långsiktiga finansieringsförhållanden, driva fler doktorand och utvecklingsprojekt som utgör ett mycket väsentligt bidrag till utveckling för ökad välfärd.

Nu ser vi fram till en intressant och givande bergmekanikdag.

Mikael Hellsten

Innehållsförteckning:

sid.

Förord

Mikael Hellsten, BeFo.....i

Invited lecturer:

Brittle Spalling: Practical Limits1

*Mark S. Diederichs, Geological Sciences and Geological Engineering
Queen's University, Kingston, Ontario, Canada*

STABILITET & FÖRSTÄRKNING

STABILITY & REINFORCEMENT

Inledare: Jenny Greberg, Luleå tekniska universitet

Analys av orsaken till ett smällbergsutfall 2 februari 2008 i Kiruna gruva ...21

*Analysis of the cause for a rock burst on February 2nd, 2008 at the Kiirunavaara
Mine*

Christina Dahnér, LKAB

Tredimensionell spänningsanalys av block 19 i Kiirunavaara gruva35

Three-Dimensional Stress Analysis of Block 19 in the Kiirunavaara Mine

Jonny Sjöberg, LKAB, Fredrik Perman, Vattenfall Power Consultant AB

Riskbaserat system för underhåll av bergskärningar.....49

A rock cut management system based on risk assessment

Bengt Åhlén, Geosigma, Mats Bellinder, Vägverket

AKTUELLA PROJEKTERFARENHETER

CURRENT PROJECT PERSPECTIVES

Inledare: Markus Kappling, Golder Associates

Bergtunnel utan bergtäckning61

Rock tunnel without rock cover

Jonas Paulsson, Sweco, Helen Andersson, De Neef, Roland Ekenberg, Nitro Consult

Peter Borchardt, Borchardt Infosystem, Thomas Dalmalm, Vägverket

Erfarenheter från Norra länken-Tunneldrivning med låga bergtäckningar...71

Experiences from the Norra länken – Tunnel excavation with low Rock Coverage

Thomas Dalmalm, Vägverket

Underground rock caverns for crude oil storage in India - Rock mechanical considerations and experience during construction.... 81

Berggrum för råoljaelagring i Indien – Bergmekaniska aspekter och erfarenheter under byggtiden

Gösta Ericson, Carl-Olof Söder, Giancarlo Cardone, Sweco International,

Ulf Håkansson, Hans Pilebro, Skanska, Suresh Malkani, Engineers India Limited (EIL)

TÄTNING & INJEKTERING

SEALING & GROUTING

Inledare: Åsa Fransson, Chalmers Tekniska Högskola

Relevanta krav på injekteringsbruk utifrån dagens kunskap.....93

Relevant demands on grout based on actual knowledge

Almir Draganović, KTH, Håkan Stille, KTH

Vattentätande tillsatsmedel i sprutbetong i motorvägstunnlar.....109

Water sealing additives in shotcrete for high way tunnel

Per Lindén, WSP Sverige, Ingvar Bogdanoff, WSP Sverige, Jimmy Magnusson, Vägverket

Experiences with Real Time Grouting Control Method.119

Erfarenheter av Real Time Grouting Control Method (Injekteringskontroll i realtid)

Björn Stille Vattenfall Power Consultant, Prof. Håkan Stille KTH Royal Institute of

Technology, Prof. Gunnar Gustafson Chalmers University of Technology,

Shinji Kobayashi Shimizu Corporation

DAMMAR & VATTENKRAFT

DAMS & WATER POWER

Inledare: Marie von Matérn, WSP Sverige

Krokströmmens valvdamm, stabilitetsanalys i 3D133

Stability analysis of the arch dam at Krokströmmen

Anders Gustafsson, Sweco Infrastructure, Fredrik Johansson, Sweco Infrastructure/ KTH,

Alexandra Krounis Guerrero, Sweco Infrastructure/ KTH, Håkan Stille, KTH

Study on the key issues during the construction of the deep-buried tunnels in Jinping Hydropower Project149

WU Shiyong, WANG Ge, WANG Jian

Ertan Hydropower Development Co., Ltd., Chengdu, Sichuan 610051 China

Åtgärder efter ras i Bolmentunneln167

Measures after collapse in the Bolmen tunnel

Tommy Ellison, BESAB, Caj Lundqvist, Sydvatten, Ingvar Bogdanoff, WSP

Tunnelling in difficult ground: The Niagara Tunnel Project179

Matthew A. Perras and Mark S. Diederichs, Geological Sciences and Geological Engineering Queen's University, Kingston, Ontario, Canada

BRITTLE SPALLING: PRACTICAL LIMITS

Mark S. Diederichs
Geological Sciences and Geological Engineering
Queen's University, Kingston, Ontario, Canada

Summary

Brittle spalling refers to a damage and yield mode in rock that is dominated by extensile and boundary-parallel fracturing. This mode of damage can be responsible for progressive failure and overbreak in tunnel walls and, in special cases where geometry and system properties conspire, can lead to a violent failure process called strain bursting. This paper takes stock of the current state of practice in spall analysis prediction, including laboratory-based damage limits used in aid of prediction and empirical indicators of maximum spalling extent. A number of progressively more complex numerical models, used to provide estimates of spall related damage and overbreak, will also be discussed as will the nature of rocks and rockmasses prone to spalling and the limitations of these predictive tools.

1 Introduction

Nearly a half century ago, mines in South Africa began to experience a form of rock damage called spalling in which apparently intact rock walls fractured into parallel sheets and disintegrated under high stresses (Stacey and De Jong 1977; Fairhurst and Cook 1966). As mines around the world dug deeper in search of minerals, this failure mode became common place. It is now also a challenge in deep alpine tunnels and in deep caverns being conceived for waste storage. Escalating levels of spall damage in a TBM context are shown in Figure 1. This process can generate damage which ranges from a nuisance to a major source of overbreak and delay.

Conventional rock mechanics constitutive models used for excavation analysis have proven to be physically incorrect (Pelli et al 1991) and unable to simulate this process. Numerous tools have been developed in succession, from empirical charts relating stress to strength, to simplified empirical criteria for use with elastic stress models, to practical phenomenological yield models for use with conventional non-linear analysis programs. Recently, fracture mechanics and discrete element simulations have drawn together and are moving towards a more physically rigorous solution. All of these approaches will be discussed here. In practise, however, before relying on these more sophisticated techniques, it is critical to determine the mechanistic limits to the spalling process.

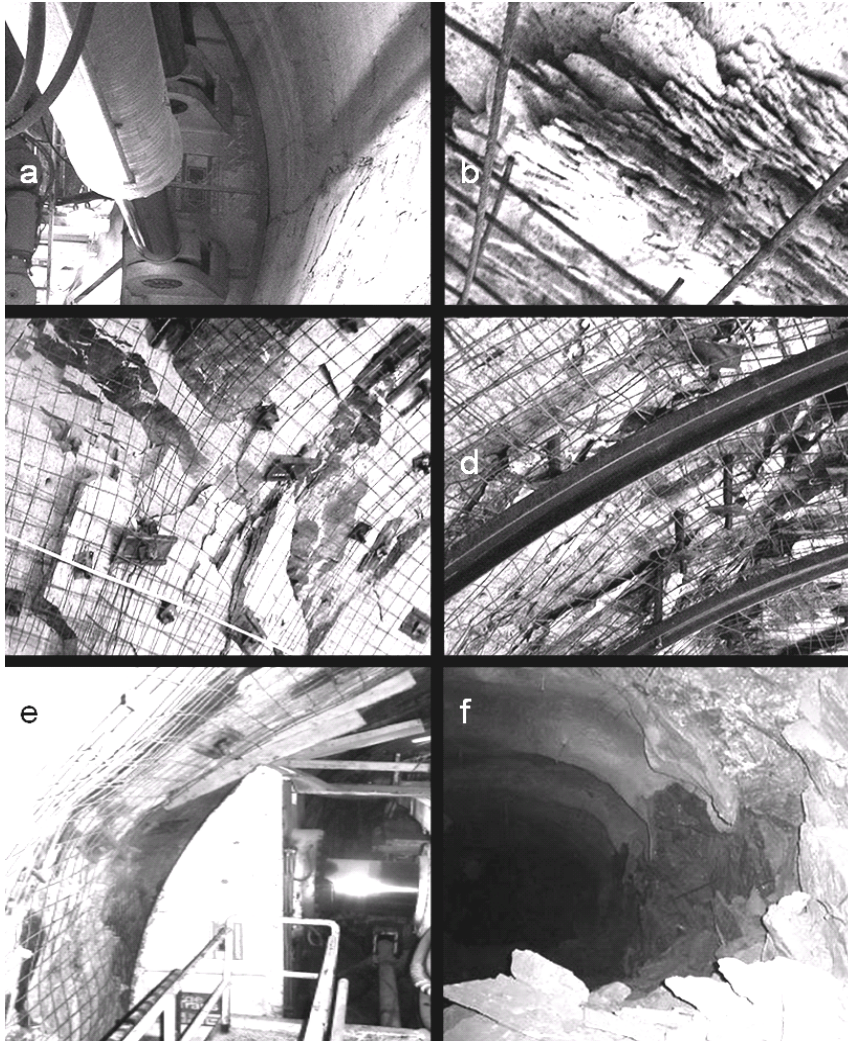


Figure 1: Increasing levels of brittle spalling and operational difficulty: a) spall initiation (small flakes on the wall); b) spall sheets of grain thickness penetrating into wall; c) Parallel wall slabs of cm thickness; d) significant overbreak and support challenges related to spalling failure; e) severe operational issues (gripping) associated with metre scale overbreak; f) strain bursting of spall damaged ground due to high stress ratio and buckling instability.

It is recognized that the upper bound for rock strength in situ, away from the excavation and under higher confining stresses is the crack damage limit (*CD*) at which accumulating cracks interact with each other and coalesce (Diederichs 2003, Martin 1997). The lower bound for in situ rock strength at low confinements near excavation boundaries is given by the crack initiation limit (*CI*), obtained in the lab through acoustic or lateral strain measurements (Diederichs et al 2004). This stress limit corresponds to the observed onset of wall fracturing at stress levels only 35-50% of compressive strength of the rock. The transition between these two bounds is confinement and geometry dependent (*spalling limit*). At the tensile end

of the confinement range, spall fractures is also sensitive to the true tensile stress limit for the rockmass. Under high confinement there is an upper bound to the stress levels at which spalling dominates and beyond which shearing and crushing take precedence (Diederichs 2003).

Not all rocks or rockmasses are predisposed to spalling as a dominant mechanism. Conventional compressive failure in rock and soil mechanics is modelled as a shear process. For rocks to spall, they must be more prone to extension fracturing (tensile cracks) than to the development of shear planes and shear fractures. This is certainly the case in weak rocks and soil. This mechanistic limit is related to the ratio of UCS to T (true tensile strength or “Brazilian” tensile strength) but has many other influence factors. In addition, rockmasses which are above a limiting intensity of jointing and which may be highly altered/weathered at the grain scale, may also be prone to shearing rather than spalling. Finally, at a grain scale, it is important to consider grain size, mineral composition and degree of metamorphic alteration as these all influence spall initiation and propagation.

There are a number of tools for spall prediction from empirical limits, to phenomenological models, to physically valid fracture simulations. While the latter suite of tools is showing promise at the research level, empirical tools and phenomenological analyses using conventional numerical models can, within limits, provide useful prediction of spalling behaviour. This talk will discuss a practical approach to navigating these bounding limits and will provide guidance for practical analysis when spalling is predicted.

2 The Mechanics of Spalling

A number of micro-mechanisms can be responsible for the initiation of extension cracking in rock. Several of these are highlighted in Figure 2, ranging from a sliding grain boundary or internal fracture or pore to grain indentation (Tapponier and Brace 1976). Once cracks initiate they accumulate independently of each other at the grain scale until individual cracks propagate beyond the grain boundaries or coalesce to form macrocracks (Figure 3). This author and many others (Brace et al 1966; Pestman et al 1996; Lajtai and Dzik 1996; Martin 1997, etc) have found that crack initiation (CI) occurs at between 35 and 50% of the standard UCS for most non-porous rock types. In the cylindrical test sample, cracks continue to accumulate until a critical crack density is reached when interaction and coalescence proceeds (at critical crack damage or CD) marking the onset of yield (Diederichs 2007, Martin 1995). Peak strength in the lab requires further dilation and is dependent on the test setup. CI and CD represent the lower and upper bound limits of true material strength.

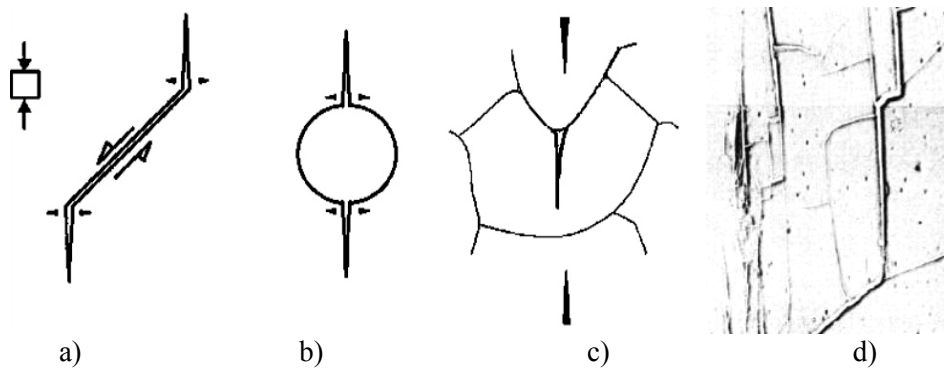


Figure 2: a) Mechanisms for extension crack initiation in compression; a) thru c) with a composite example (d) in a polycrystalline rock

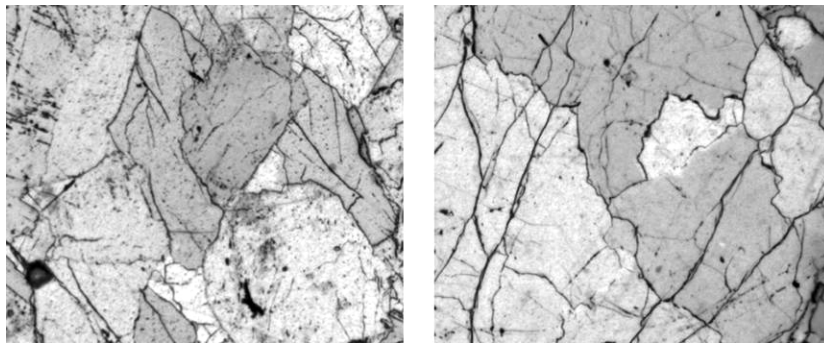


Figure 3: (left) intragranular crack initiation, (right) intergranular propagation.

The connection between crack initiation, critical crack damage and crack interaction has been explored extensively by Diederichs (2003) as shown in Fig. 3. Cracks begin to initiate from internal flaws at a stress threshold that is close to $\sigma_1 = CI + A\sigma_3$, where CI is the uniaxial limit and $A=1$ to 2. CI is defined as the onset of systematic crack accumulation. (Fig. 4). CD occurs at 60-80% of UCS and corresponds to the onset of crack-crack interaction in simulations and increased axial and lateral strain rate in lab samples.

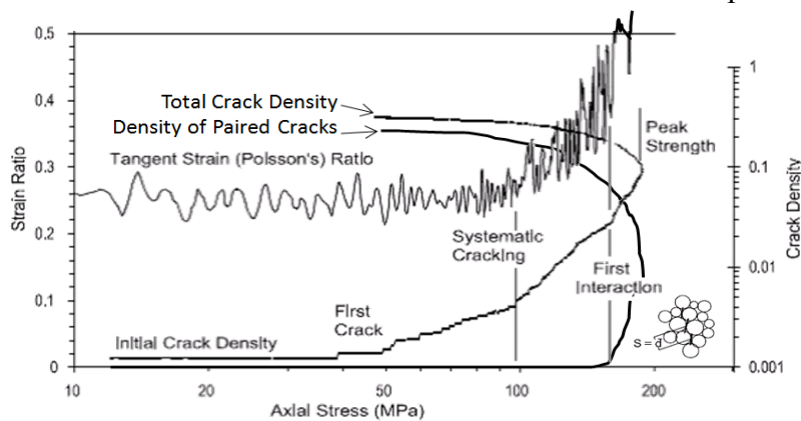


Figure 4: Definition of systematic cracking threshold and interaction threshold (in discrete element modelling - after Diederichs 2003 and Diederichs et al 2004).

Near the boundary of an excavation, the conditions are very different than the laboratory. Firstly, the intermediate principal stress (axial to the tunnel after excavation) is normally closer to the maximum stress than the near-zero minimum stress at the boundary. This means that after crack initiation (which itself is not necessarily sensitive to σ_2), cracks accumulate in a common plane (parallel to the boundary) increasing the potential for coalescence, such that it occurs at a lower stress level than in the lab where the cracks are oriented in a uniform axisymmetric fashion (Figure 4). In addition, research has shown that near boundary effects promote crack propagation. These effects combine to reduce the near-wall strength from *CD* to *CI* as the lower bound limit (Figure 5).

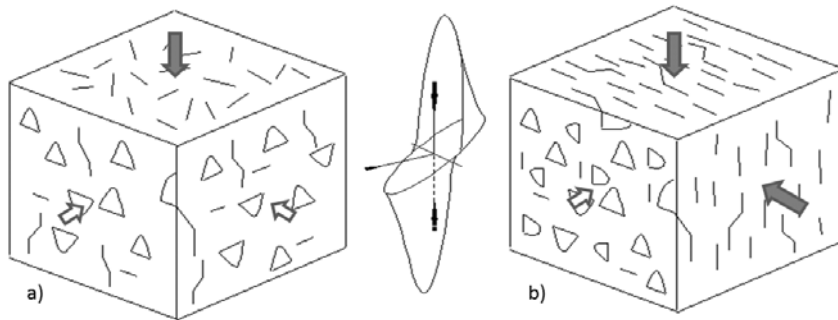


Figure 5: a) Cracks accumulating for $\sigma_1 \gg \sigma_2 = \sigma_3$ (low coalescence potential);
 b) Cracks accumulating for $\sigma_1 = \sigma_2 \gg \sigma_3$ (high coalescence potential);

Finally, it has been clearly demonstrated that while crack initiation is not sensitive to confining stress, crack propagation is very sensitive to σ_3 (Hoek 1868 for example). This leads to a suppression of spalling away from the boundary such that a transition occurs up to the envelope defined by *CD* in the lab (upper bound field strength) as shown in Figure 6. The resultant composite yield curve (based on spalling and shear) is shown in Figure 7.

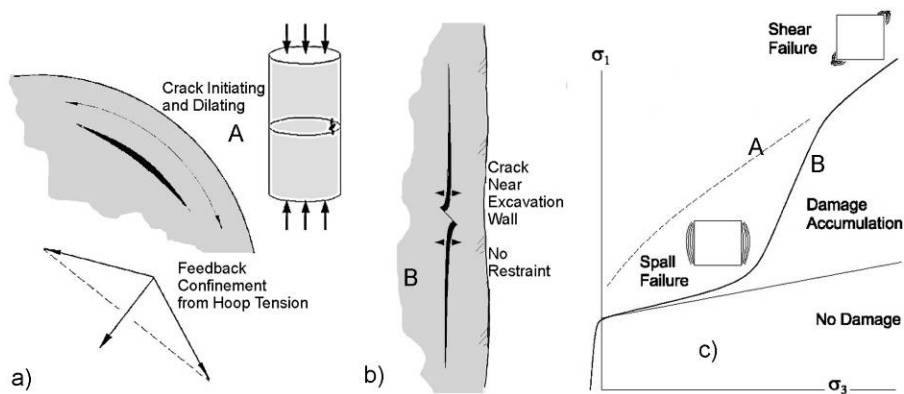


Figure 6: a) Feedback confinement in cylindrical samples during crack dilation; b) unrestrained crack propagation near excavation boundary; c) Transition between lower bound (*CI*) and upper bound (*CD*) away from an excavation.

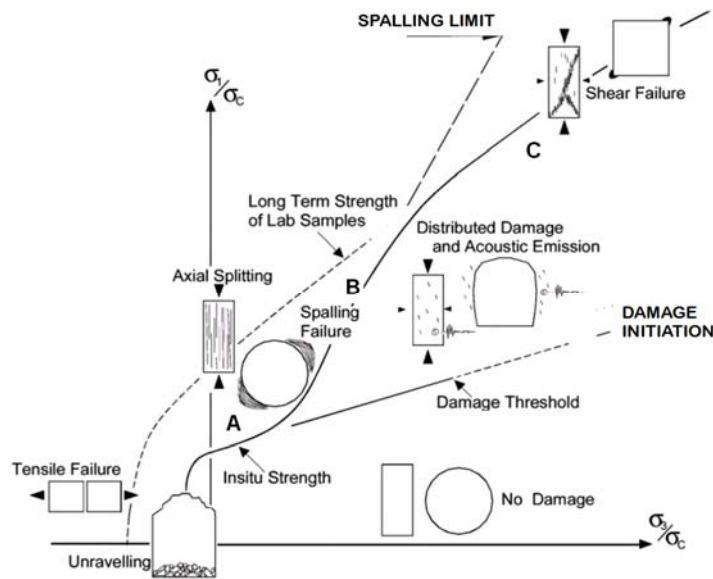
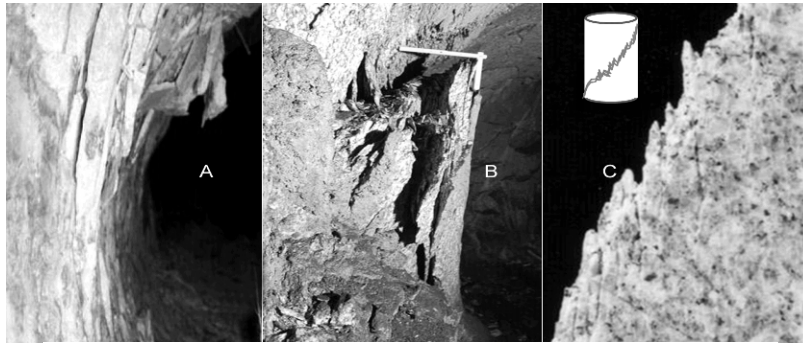


Figure 7: (bottom) Composite strength envelope (after Diederichs 2003) showing transition between spalling behavior (A) controlled by the lower bound CI (damage initiation) through transition behavior due to geometric or stress confinement (B), to shear zone genesis due to crack coalescence (C) corresponding to long term lab strength controlled by crack interaction or critical damage (CD)

3 Crack Initiation and Interaction Limits

3.1 Crack Initiation, CI

CI represents the stress level at which grain scale cracks begin to nucleate within the sample. Prior to this point, there is no new damage induced and the long term strength of the rock remains unchanged. After new cracks begin to nucleate, they can propagate under low confinement conditions. This process may be time, temperature and humidity dependant. Eventually rocks stressed above this threshold at low confining pressures will eventually incur spalling damage. This threshold can be detected using acoustic emission monitoring of lab samples as demonstrated in Figure 8. CI is the first point at which a systematic increase in crack emissions follows an increase in applied stress.

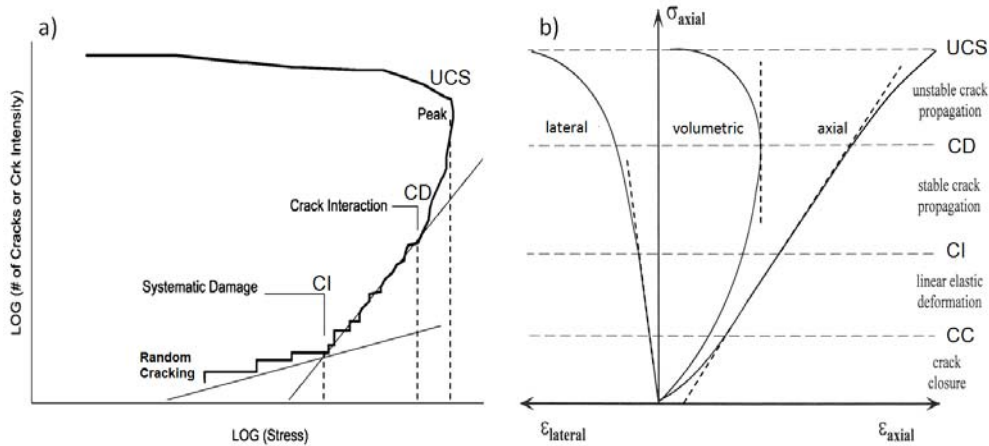


Figure 8: (left) crack thresholds from acoustic emission monitoring (Diederichs et al 2004) during standard UCS test. (right) Thresholds from strain measurements.

In strain based monitoring, *CI* is the first point of lateral strain non-linearity. Care should be taken as crack closure strain anomalies may overlap damage initiation strain readings, especially for damaged samples. A robust approach (summarized in Diederichs et al. 2010) to *CI* detection is based on a reversal (or onset of expansion) of the “crack damage strain”:

$$\varepsilon_{CV} = \varepsilon_{VOL} - \varepsilon_{EV}$$

where elastic volumetric strain, ε_{VOL} , is obtained from Equation 3 assuming elastic response based on Young’s Modulus, E , and Poisson’s Ratio, ν . *CI* can also be detected as an increase in the “Instantaneous Poisson’s Ratio”:

$$\nu_I = \frac{\Delta \varepsilon_{Lateral}}{\Delta \varepsilon_{Axial}}$$

monitored over a constant interval throughout the strain history as shown in Figure 4. This value will settle in to the elastic constant after crack closure and will begin to increase again after *CI*.

3.2 Crack Damage (Interaction), *CD*

CD, the upper bound field strength threshold, corresponds to the true yield stress in testing (critical crack damage and interaction). Martin (1994, 2007) suggested using the point of reversal in volumetric strain (contraction to expansion):

$$\varepsilon_{VOL} = \varepsilon_{Axial} + 2\varepsilon_{Lateral}$$

Diederichs (2000, 2003) showed that this volumetric strain reversal is appropriate for uniaxial compression but overpredicts *CD* for confined loading and suggested the point of axial strain non-linearity as the universal indicator of *CD*. Under uniaxial conditions, both volumetric strain reversal

and axial strain non-linearity are coincident. Both approaches are shown in Figure 8.

The crack damage threshold is also apparent from acoustic monitoring recorded during sample testing. The total hit count dramatically increases at *CD*. This rate jump follows a constant rate increase during the preceding test phase, normally reflected in a straight line response in a log(AE count) vs log(Axial Stress) plot as shown in Figure 8.

3.3 Pseudo-empirical application of Crack Initiation Threshold

Previous authors (Pelli et al 1991, Kaiser et al. 1995 & 2000, Martin et al 1999) have proposed the use of a Hoek-Brown envelope with $m=0$ and an unconfined intercept (*CI*) corresponding to 1/3 to 1/2 of the *UCS* such that $s=0.1$ to 0.25 and:

$$\sigma_{1damage} = \sigma_3 + \sqrt{s}UCS = \sigma_3 + CI \quad [1]$$

This criterion is useful as a phenomenological threshold for evaluation of the effect of compressive stresses, but is fundamentally invalid, as it significantly over-predicts the resistance to tensile stresses, and under-predicts the slope of the envelope with respect to confining stress, σ_3 . In addition, it erroneously predicts spalling damage for very high confinements. While this simplification is not a serious restriction for interpretation of elastic modeling (which permits subjective interpretation) it renders the criterion unusable for non-linear modeling of progressive damage and failure. This limitation was due to the original specification (Hoek and Brown 1980) of the fixed exponent $a=0.5$ in the equation:

$$\frac{\sigma_1}{UCS} = \frac{\sigma_3}{UCS} + \left(m \frac{\sigma_3}{UCS} + s \right)^a \quad [2]$$

The new generalized form (Hoek et al 2002) is only now making its way into commercial modeling software such as PHASE2 (Rocscience.com). In this latest formulation, the exponent, a , is allowed to vary.

The following procedure (Diederichs 2007) can be used to model spalling failure in a Hoek-Brown formulation (inelastic) with reference to Figure 8:

1. Determine *CI* for the onset of “Systematic Cracking” (Fig 8);
2. Set ‘ a ’ to 0.25;
3. Obtain a reliable estimate of tensile strength, T ;
4. Calculate the appropriate ‘ s ’ and ‘ m ’ for the “Initiation” envelope:

$$s_{CI} = (CI/UCS)^{1/a} \quad [3]$$

$$m_{CI} = s_{CI}(UCS / |T|) \quad [4]$$

5. A transition envelope (Spalling Limit) can be approximated by setting $a=0.75$, $s=0$ (or slightly higher for numerical stability) and $m=7$ to 10 . Note that the upper bound (CD) is not modeled here as this criterion is only valid for near excavation (lower confinement) behavior.

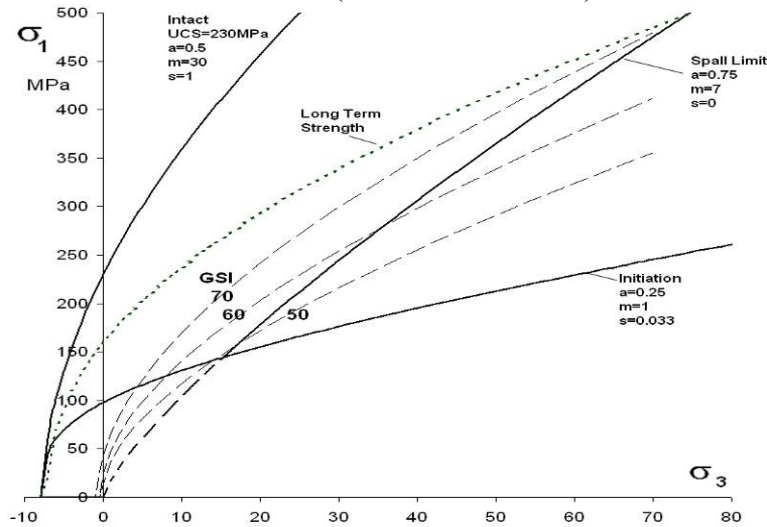


Figure 9: Example of simplified phenomenological spall initiation (peak) and propagation (residual) limits compared to GSI-based envelopes. Conventional GSI envelopes (according to Hoek et al 2002) are shown for comparison. (after Diederichs 2007)

4 Spall Potential of Rocks and Rockmasses.

Before applying this approach to spall prediction, it is first important to identify the spall potential of the rock in question. Not all rocks and rockmasses will spall. Spalling is a process in which extensile fracture growth dominates over shear crack and shear zone generation as shown in Figure 9.

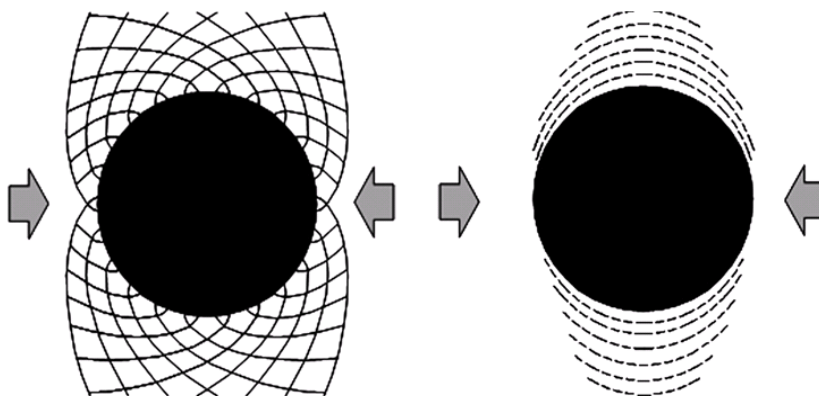


Figure 9: (left) Conventional assumptions of plastic shear; (right) Spall fracture geometry.

Spall or shear dominance can be predicted in part by the ratio of compressive strength to tensile strength. Rocks with a lower UCS/T ratio will be more prone to shear failure than extension cracking.

In addition, while massive (high GSI) rocks may be spall prone, the accumulation of joint density and number of joint sets, as well as decreased joint strength at lower GSI's will result in a transition from spalling to inter-block shear failure characteristic of a composite rockmass. Whether the stress path for a zone of rock crosses the spall envelope or the GSI-shear envelope first will determine the primary mode of failure as shown in Figure 10. Both of these limiting factors are represented in Table 1 for spall potential.

Table 1: Model selection based on strength ratio (compressive/tensile strength) and rockmass quality. *SP*=spalling approach, *GSI* = rock strength based on *GSI* (Diederichs 2007).

Strength Ratio UCS/T	GSI <55	GSI 55 to 65	GSI 65 to 80	GSI >80
<8	<i>GSI</i>	<i>GSI</i>	<i>GSI</i>	<i>GSI</i>
9 to 15	<i>GSI</i>	<i>GSI</i>	<i>GSI</i>	<i>GSI/SP</i>
15 to 20	<i>GSI</i>	<i>GSI/SP</i>	<i>SP/GSI</i>	<i>SP</i>
>20	<i>GSI</i>	<i>GSI/SP</i>	<i>SP</i>	<i>SP</i>

- ordering of methods indicates most appropriate

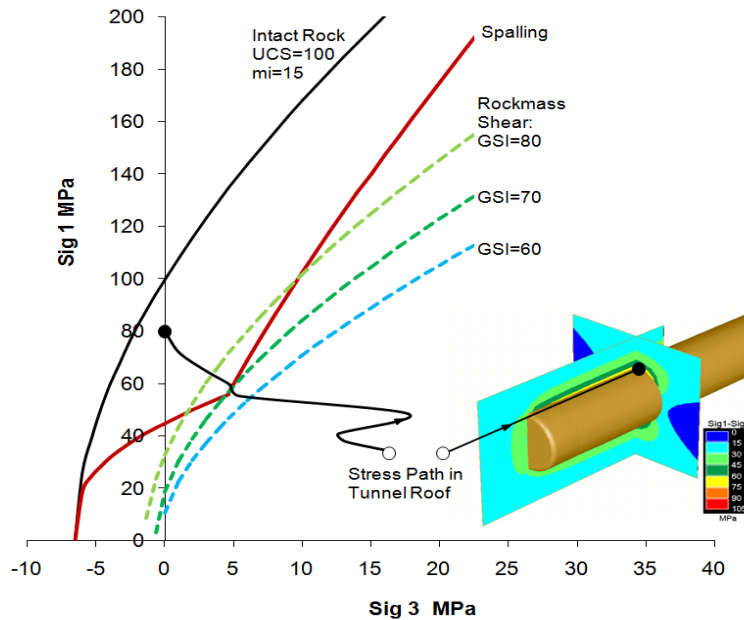


Figure 10: Hoek-Brown strength envelopes for several rockmass GSI values compared with spalling limits (according to Diederichs 2007) Stress path in tunnel roof is shown - envelope crossed first by stress path determines failure mode.

5 Empirical spall prediction

Once CI has been determined and spall sensitivity has been assessed, it is possible to empirically predict the onset of spalling from Figure 11.

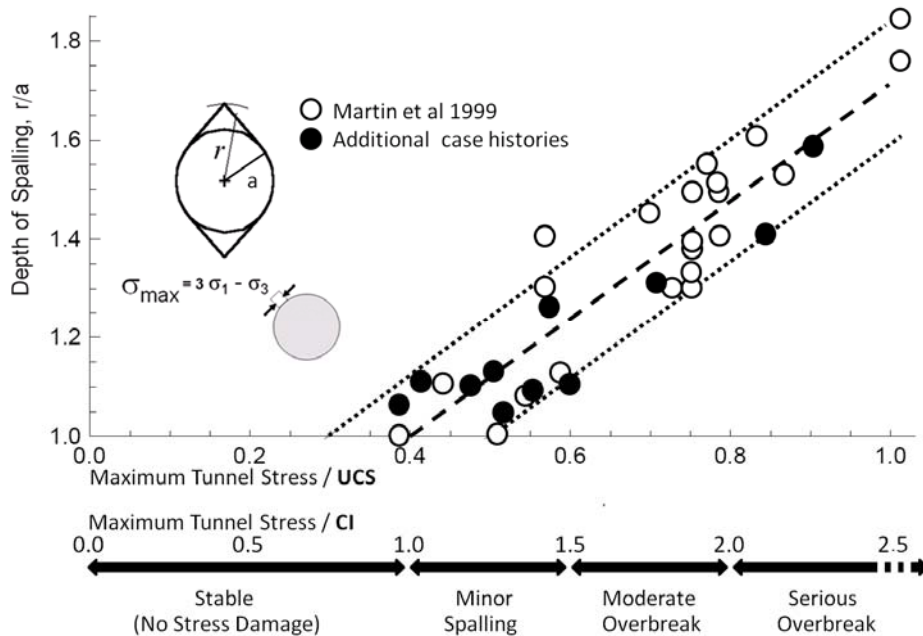


Figure 11: Empirical spall prediction based on CI (updated by Diederichs et al 2010).

Where CI is known, a very preliminary approximation of overbreak extent measured as a radial distance from the tunnel center, r , is given (for a tunnel of planned radius, a):

$$\frac{r}{a} = 0.5 \left(\frac{\sigma_{\max}}{CI} + 1 \right) \quad \text{for } \sigma_{\max} > CI \quad [5]$$

Using this simple predictor and based on assumptions of insitu stresses along a tunnel route, for example, the location and extent of spall-based overbreak can be estimated at an early stage of a project (Figure 12). It is important to avoid using too conservative an estimate of CI as the average value for systematic crack initiation already represents a reasonable lower bound for the purposes of this prediction.

The empirical technique can be extended using Equation 1 or using the relationship for the CI envelope shown in Figure 9, combined with elastic modelling. Contours of $FS=1$ using either envelope or equivalent (Figure 13) give a very rough estimate for the extent of damage and the areas affected. This can be useful for 3D elastic modelling of intersections or complex geometries such as those shown in Figure 14.

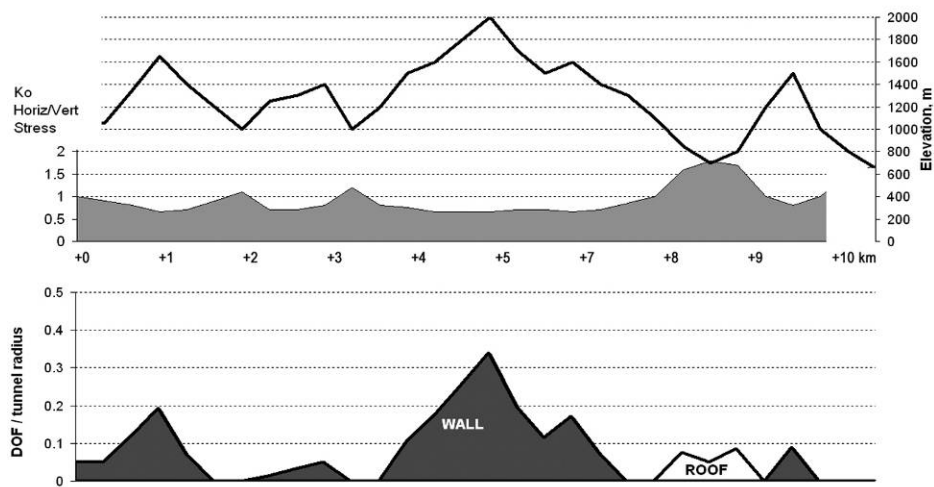


Figure 12: Utilization of Equation 5 for a tunnel in the Western Alps. The vertical stress and an estimation of horizontal stress (from regional modelling) are used in conjunction with Equation 5 to create a preliminary prediction of maximum anticipated overbreak.

Note that the shape of the contoured spall zone will not normally be accurate but the limits of spalling on the surface of the excavation and the extent of spalling away from the wall can be crudely estimated in this way. This approach is recommended for initial hazard identification purposes but not for detailed design.

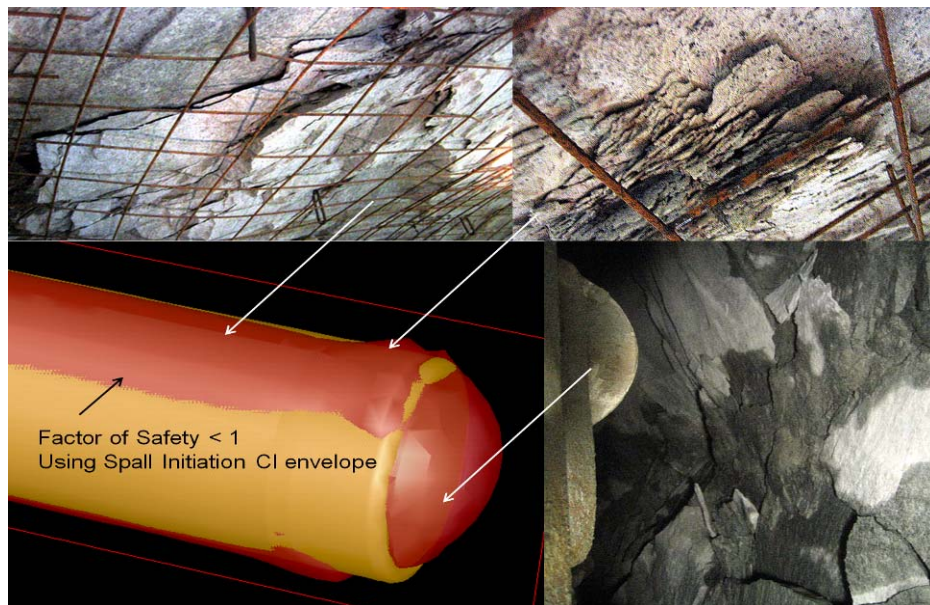


Figure 13: Use of CI thresholds (thresholds in elastic analysis to predict the extent of spall damage (such as Equation 1 or Figure 9).

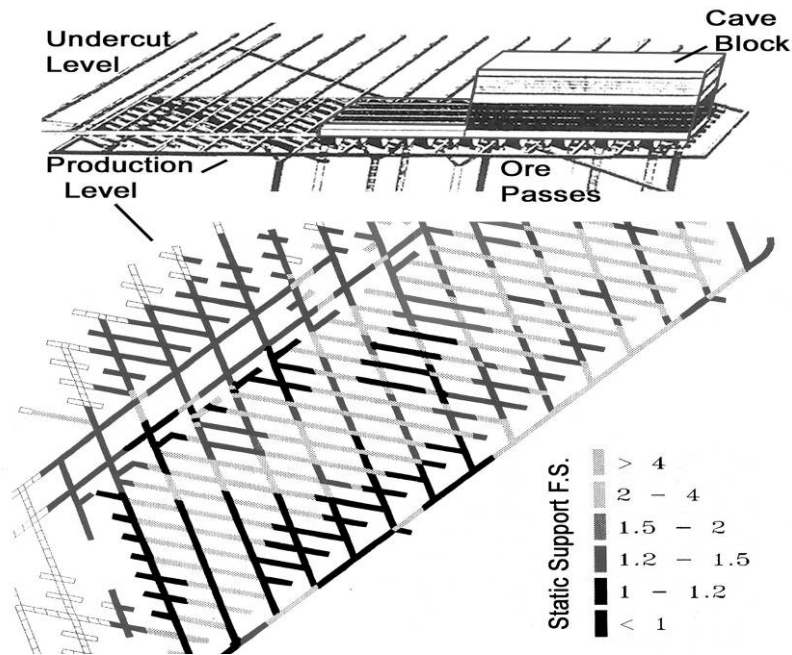


Figure 14: Use of Equation 1 in conjunction with 3D elastic modelling to determine spall potential in draw and haulage levels at different stages of cave mining. Depth of overbreak converted to support demand.

6 Phenomenological Spall Modelling

Ultimately, this failure mode must be analyzed in a non-linear fashion. This process is complex, since it involves a transition from continuum to discontinuum behaviour. Models are under development to address this transition, although they are not yet commercially available to the practicing engineer. These new developments will be discussed presently. First, a practical tool for spall initiation and extent prediction using commercial continuum codes will be discussed here, mindful of the limitations.

Figure 15 illustrates the use of the spalling model presented in Figures 7 and 9 in a program (eg. PHASE2 - roscience.com) that accepts “peak” and “residual” shear parameters as input. “Peak” represents the damage initiation threshold (CI) while “residual” represents the spalling limit (transitional behaviour to high confinement shear). Shear at high confinement (at CD) is not correctly simulated in this model so the use is limited to near-excavation analysis. At low confining pressure the behaviour after damage (yield in the model) is brittle with strength dropping to the spalling limit. At higher confinements, the behaviour is strain hardening such that the model will show damage indicators but the ultimate rupture strength increases to the transitional envelope. This behaviour can also be replicated in a model that has strain-modification of parameters such as

FLAC (itascacg.com). Figure 15 shows the modification, with plastic strain, of friction, cohesion and tensile strength. Dilation can also be controlled although more research is needed to calibrate this behaviour. These models are useful for predicting the extent and final shape of spall related breakout (Fig. 16). They are not valid, however, for predicting post yield dilation, and therefore are inadequate for the design of passive reinforcement-rock interaction.

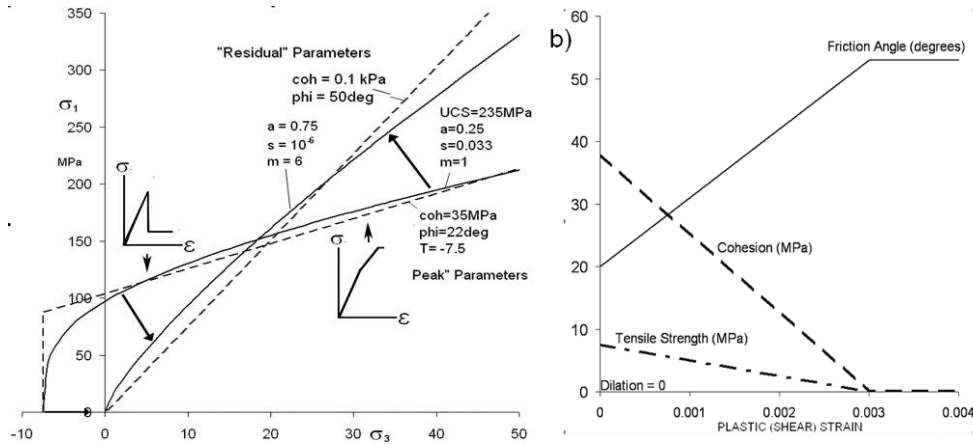


Figure 15: Modelling damage initiation and the spalling limit: (left) using “peak and residual” parameters (PHASE2) and (right) using “strain-weakening” model (FLAC). Plastic strain at final cohesion loss should not be less than $2CI/E$ for numerical stability.

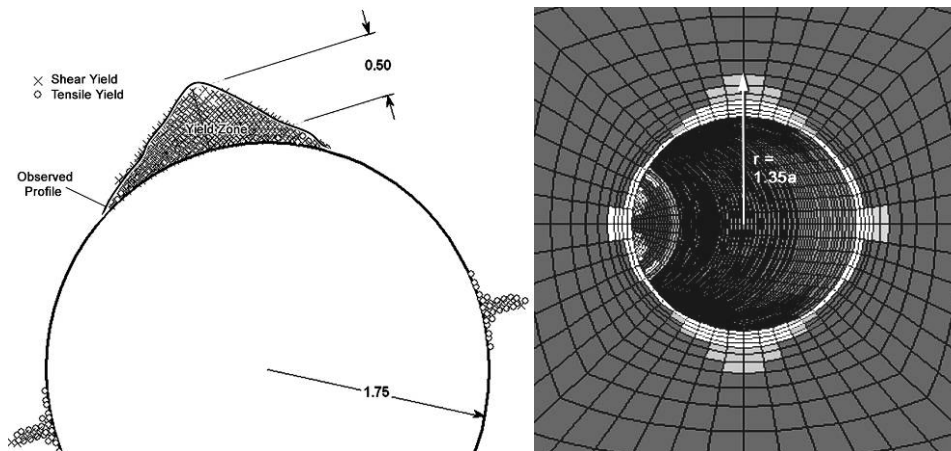


Figure 16: Simulation of breakout using PHASE2 (left) and FLAC 3D (right). Model is URL from Pinnawa, Manitoba (after Diederichs 2007).

This approach has limitations. It will not simulate the fallout of material. It has not been calibrated to accurately represent dilation during spalling. This is complex as the dilation rate is both plastic strain dependent and is highly confinement dependent. If the depth of failure, DOF , can be determined, the inelastic wall displacement, WD , with modest support pressure, P (distributed surface restraint pressure), can be predicted from the empirical formula (simplified from Kaiser et al 1995):

$$WD = DOF \left(0.3e^{-P/70} \right) \quad [6]$$

While the methodology was described above was developed and calibrated for a granite/granodiorite tunnel, this approach has been shown to be representative of actual behavior in a highly consolidated massive mudstone (Figure 17 and 18). This rockmass falls just on the edge of the spall potential limits summarized in Table 1.

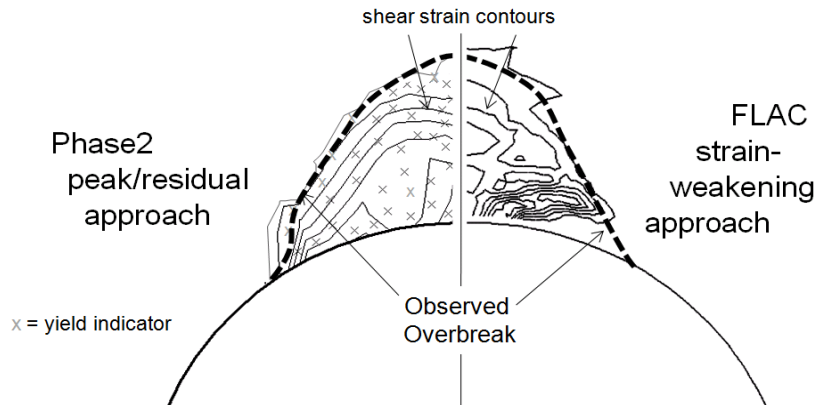


Figure 17: Comparison of spall damage and overbreak prediction for a large TBM tunnel in overconsolidated (low porosity) mudstone. Contour lines indicate significant (order of magnitude) increase in shear strain beyond elastic background.



Figure 18: Overbreak from tunnel roof analyzed in Figure 17.

7 Spalling and Rockmasses

The procedure for spall prediction outlined in the previous discussion is based on the assumption of minimal jointing. Spalling has been observed to dominate behavior in moderately jointed rockmasses at depth (where joints are confined). Once new cracks initiate, however, joints can interact with spalling or create stress flow channels to create variations in overbreak

profile and extent. Figure 19 shows an analysis of two headings in a hydro tunnel project in India. In the first image, spalling in massive ground is reasonably well predicted. In another section, the channeling of spalling overbreak due to structure is only simulated accurately by adding frictional joint elements to the spalling rockmass model.

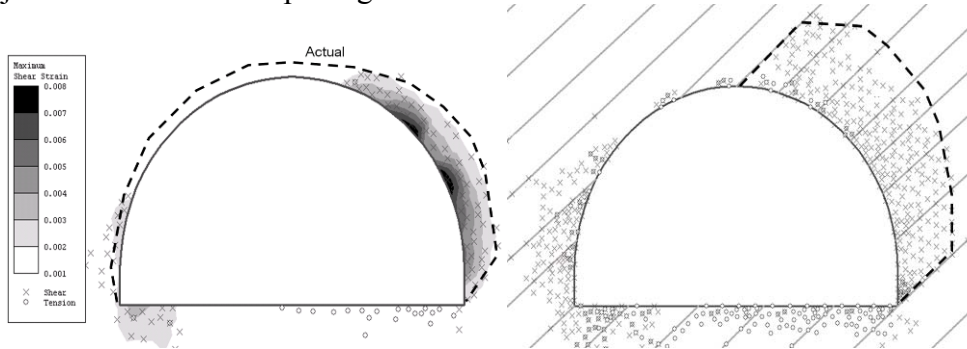


Figure 19: (left) Spalling failure in massive ground; (right) Simulated interaction of spalling rock with spaced but persistent jointing. Dashed lines indicate actual overbreak.

Too many joints, however, result in an increase in the kinematic freedom for slip within the rockmass. In addition, pre-existing joints suppress the propagation of an induced crack. As shown in Figure 20, as the joint intensity is increased and the joint shear strength is reduced, the failure mode shifts from spall damage in the intact rock to joint assisted rockmass shear, consistent with the premise of the GSI rockmass strength approach. In the final image in Figure 20, failure through intact blocks is absent.

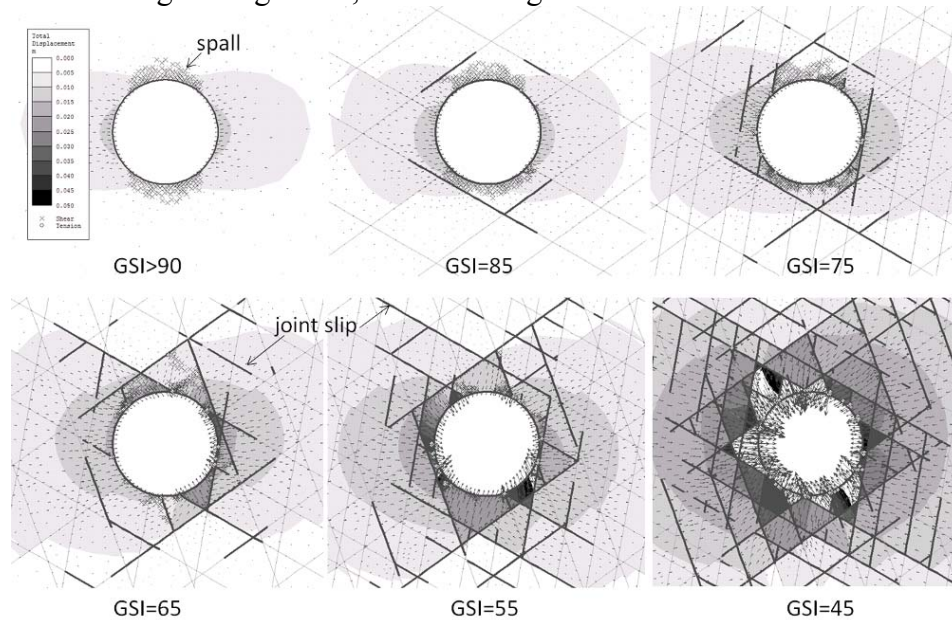


Figure 20: Transition from spalling failure through intact rock at GSI=90 to failure controlled entirely by joint slip and block movement at GSI=45. The intact rock in this case has a UCS of 100MPa and an m_i of 20. The transition between spall(SP) dominated and rockmass (GSI) dominated occurs at approximately GSI=65 in this case. This is consistent with the observational limits in Table 1. Displacements are contoured (same scale for all).

It is important to recognize that there are limitations to this continuum approach. The methodology described above is robust in its ability to predict the onset of damage, the extent of damage (yield indication) and failure (elevated shear strain). It is also reliable in its ability to predict the location and shape of the spall damage zone.

It is not, however, currently capable of accurately predicting:

- Dilation rate during spalling, as a function of total plastic strain and confinement, for displacement prediction.
- Ultra-sensitivity of crack propagation to modest support pressures (as suggested by Equation 6 and observations in tunnels).
- Transition from spalling to strain-bursting
- Time dependency and other sensitivities.

The method, used with conventional finite algorithm element formulations is, of course, mesh dependent. This sensitivity to mesh size and element type is only really a significant issue when the insitu stress ratio is very high ($k \gg 3$). This is common for all strain-weakening constitutive models, leading to localization, that do not include element length in their formulation.

It is the opinion of the author that these difficulties can be overcome with further development, calibration and reformulation. The fundamental problem of the continuum analysis remains however. The spalling process, once fully developed to slab generation, thereafter becomes a discontinuum phenomenon. Analysis of spalled ground behaviour after damage initiation, accumulation and localization occurs, is essentially one of slab movement, interslab shear or separation, and geometrically controlled bulking (with confinement sensitivities). This requires a continuum-discontinuum approach to the comprehensive analysis of the spall induced failure process.

8 Next Steps

A number of approaches, to continuum-discontinuum modelling for brittle spalling, are currently under investigation by a number of researchers. Only a sample is discussed here.

8.1 *Hybrid Continuum-Discontinuum Models*

The first approach is the use of a discontinuum code such as UDEC. This code provides for predetermined break planes between blocks. Within the blocks the model can be elastic (finite difference) for utilize a non-linear model such as conventional plasticity or the spalling model discussed in Section 6. In this code the blocks, once formed by rupture along the

predetermined interfaces, are free to move freely and interact with other blocks. A similar approach utilizes a finite element code such as PHASE2 with discrete joint elements. In PHASE2 the joints remain intact after failure but possess a near zero stiffness. As such they can separate but not detach. This is adequate for analysis of the initial development of discontinuous deformation (beyond the rockmass yield point predicted by the approach in Section 6). The approach is sensitive to the predetermined break plane geometry. Figure 21 illustrates a room and pillar example in a bedded rockmass. The beds are based on actual discontinuities while the internal breakup of the rockmass is modelled by two predetermined crack arrays.

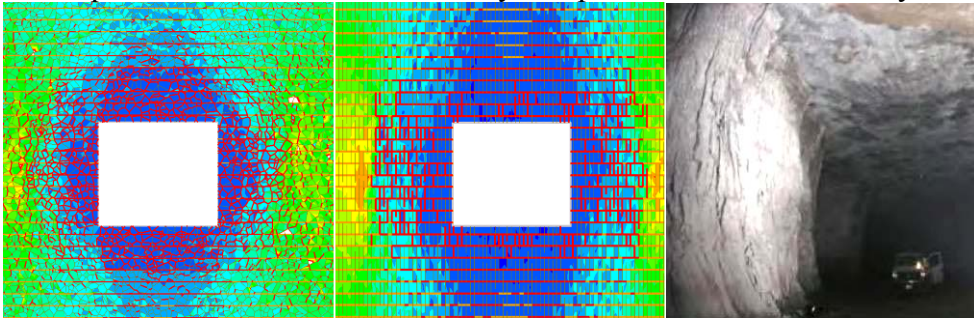


Figure 21: Rockmass fracture (red) using different predetermined fracture geometries. Model has symmetry planes on both sides to simulate a room and pillar array. In the right model, the pillar remains intact after spall induced damage begins while the Voronoi block model on the left propagates through to failure. Typical pillar behaviour shown at right. Contours are maximum principal stress.

8.2 Hybrid FEM-DEM codes with fracture generation and remeshing

The next level of development is similar to the process described in 8.1 except that the model is able to form a new fracture within the meshed continuum based on simple extension criteria or more sophisticated fracture mechanics logic. The fracture cuts through existing elements. The new elements are then endowed with the stress-strain history of the parent with a new fracture between them. The model continues to solve for the post-fracture response. This is illustrated in Figure 22 and Figure 23.

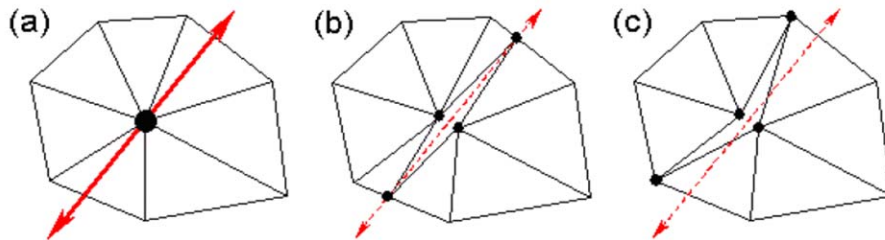


Figure 22: a) Maximum local principal stress within a model. b) New fracture parallel to maximum compression (remeshing required after fracture formation). C) Fracture along pre-existing boundary (similar to approach in Fig 21). (Vyazmenski et al 2007)

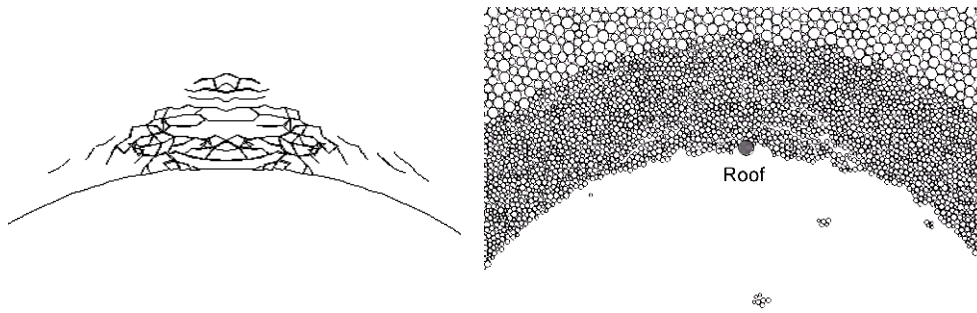


Figure 23: (left) FEM-DEM results with induced fracturing and remeshing (left after Coggan et al 2003). Bonded disc model for rock fracture (after Tannant & Wang 2004)

Another approach is illustrated in Figure 23 (left) using a bonded disc model. In this model, a large “consolidated” arrays of small bonded discs with tensile contacts simulate intact rock. The bonds break to simulate damage. Crack initiation and accumulation are correctly simulated in this model but more work is needed to achieve physically realistic propagation and realistic spall growth. All of these approaches show great promise.

9 Conclusions

Spalling is a damage mechanism that dominates in non-porous rocks with a high compressive to tensile strength ratio and in rockmasses with moderate to low jointing.

Brittle spall prediction has reached a practically useful stage with a combination of empirical and phenomenological models that, with input on damage initiation and localization limits from lab testing, can be used to estimate the extent of spall induced damage.

New approaches to model the transition from continuum to discontinuum in a physically correct fashion are under development and will greatly improve our ability to engineer and manage the damage and fracture zone due to spalling and to design support and excavation staging to minimize spalling. Rigorous validation and calibration will be necessary for these techniques.

Acknowledgements

Thanks to Derek Martin, Luis Castro, Dougal McCreath, Peter Kaiser, Branko Damjanac, Matt Perras, Ehsan Ghazvinian, Marlene Villeneuve, Evert Hoek and many others for decades of fruitful discussion on this topic.

References

Brace, W.F., Paulding, B.W. and Scholz, C. 1966. Dilatancy in the fracture of crystalline rocks. *Journal of Geophysical Research*, 71 (16), 3939-3953.

- Coggan JS, Pine RJ, Stead D, Rance JM. 2003. Numerical modelling of brittle rock failure using a combined finite-discrete element approach: implications for rock engineering design. ISRM 2003-S. Afr. Inst. Mining & Metallurgy.
- Diederichs, M.S. 2003. Rock fracture and collapse under low confinement conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering* . Vol. 36 (5) pg 339-381.
- Diederichs, M.S., Kaiser, P.K. and Eberhardt E. 2004. Damage initiation and propagation in hard rock tunnelling and the influence of near-face stress rotation. *Int J Rock Mech & Min Sci.* 41, 785-812.
- Diederichs, MS, Carter, T, Martin CD. 2010. Practical rock spall prediction in tunnels. AITES/ITA Conference, Vancouver. May. 8pgs.
- Fairhurst, C. and Cook, N.G.W. 1966. The phenomenon of rock splitting parallel to the direction of maximum compression in the neighbourhood of a surface. *Proc. of the 1st Congress of the Int. Society of Rock Mechanics, Lisbon*, 687-692.
- Hoek, E. (1968): Brittle failure of rock. In: Stagg, K. G., Zienkiewicz, O. C. (eds.) *Rock mechanics in engineering practice*, 99–124.
- Hoek, E., and Brown, E.T. 1980. *Underground Excavations in Rock*. Institute of Mining and Metallurgy: London.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. In *Proceedings of NARMS 2002*. Edited by R. Hammah et al.
- Kaiser, P.K., Diederichs, M.S., Martin, D., Sharpe, J. and Steiner, W. 2000. *Underground Works in Hard Rock Tunnelling and Mining*. In *Proceedings of GeoEng2000*, Melbourne, Australia. CDROM.
- Kaiser, P.K., McCreath, D. and Tannant, D. 1995. *Canadian Rockburst Support Handbook*. Geomechanics Research Centre and CAMIRO, Sudbury.
- Lajtai, E.Z. and Dzik, E.J. 1996. Searching for the damage threshold in intact rock. *Rock Mechanics, (Aubertin, Hassani and Mitri eds.)* 701-708.
- Martin, C.D. 1994. *The Strength of Massive Lac du Bonnet Granite around Underground Openings*. Ph.D. Thesis. University of Manitoba.
- Martin, C.D. 1997. 17th Canadian Geotech. Colloq: The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength. *Can. Geotech. J.*, 34 (5), 698-725.
- Martin, C.D., Kaiser, P.K., and McCreath, D.R. 1999. Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. *Can. Geotech. J.*, 36 (1): 136-151.
- Pelli, F., Kaiser, P.K. and Morgenstern, N.R. 1991. An interpretation of ground movements recorded during construction of the Donkin-Morien tunnel. *Can. Geotech. Journal*, 28 (2), 239-254.
- Pestman, B.J. and Van Munster, J.G. 1996. An acoustic emission study of damage development and stress-memory effects in sandstone. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 33 (6), 585-593.
- Stacey, T.R., and De Jongh, C.L. 1977. Stress fracturing around a deep level bored tunnel. *Journal South African Institute of Mining and Metallurgy*, 78: 124-133.
- Tannant D.D. & Wang C. 2004. Thin tunnel liners modelled with Particle Flow Code. *Engineering Computations: Int. J. Comp-Aided Eng*, **21**(2-4): 318-342.
- Tapponier, P. and Brace, W.F. 1976. Development of stress induced microcracks in Westerly granite. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. and Geom. Abstr.*, 13, 103-12.
- Vyazmensky A., Elmo D., Stead D. & Rance J. 2007. Combined finite-discrete element modelling of surface subsidence associated with block caving mining *Proceedings of 1st Canada-U.S. Rock Mech. Symp. Vancouver.* 467-475.

ANALYS UTAV ORSAKEN TILL ETT SMÄLLBERGSUTFALL 2 FEBRUARI 2008 I KIRUNA GRUVA

Analysis of the cause for a rock burst on February 2nd, 2008 at the Kiirunavaara Mine.

Christina Dahnér, LKAB

SAMMANFATTNING

I denna artikel presenteras en bergmekanisk utredning av ett smällbergsutfall i block 19 2 februari 2008 kl 19:58 vilken resulterade i en dödsolycka. Målet med utredningen var att om möjligt klarlägga orsaken till den seismiska händelsen. Utredningen baserades på seismologiska analyser, skadekarteringar, strukturgeologisk karteringar och tolkat inducerat spänningsfält. Under utredningsarbetet identifierades ytterliggare tre seismiska händelser som hade ägt rum i samma område, varav två av dessa hade förorsakat skador. Slutsatsen från utredningen var att de fyra seismiska händelserna var förorsakade utav en skjuvning längs en geologisk struktur, en så kallad ”fault slip”. Efter denna händelse betraktas idag gruvan i Kiruna som seismiskt aktiv. Detta har legat till grund för en stor expansion utav det seismiska systemet till att idag omfatta 137 geofoner som övervakar alla produktionsområden. Då den identifierade mekanismen var en ”fault slip” har man påbörjat arbetet med en strukturgeologisk modell. Dessa två delar är väsentliga vid övervakningen utav en seismiskt aktiv gruva. En första design utav ett förstärkningssystem som är dimensionerat för dynamiska laster har tagits fram.

SUMMARY

This paper presents a rock mechanical investigation of a rock burst in block 19, 2 of February 2008 at 19:58 which led to a fatality. The objective of the investigation was to identify the reason for the rock burst. The investigation is based on seismological analyses, damage mapping, mapping of geological structures and interpreted rock stresses. During the course of the investigation three more seismic events were identified, taking place in the same area. Two of these had caused damages. The conclusion from the investigation was that all four seismic were caused by fault slip. After this rock burst, the Kiruna mine is today regarded as a seismically active mine. As a consequence the seismic system has been expanded and consists today of 137 geophones surveying all the production areas in the mine. As the identified mechanism was a fault slip the construction of a structural geology model is underway. These two parts are essential when monitoring a seismically active mine. A first design of a reinforcement system for dynamic loads has been produced.

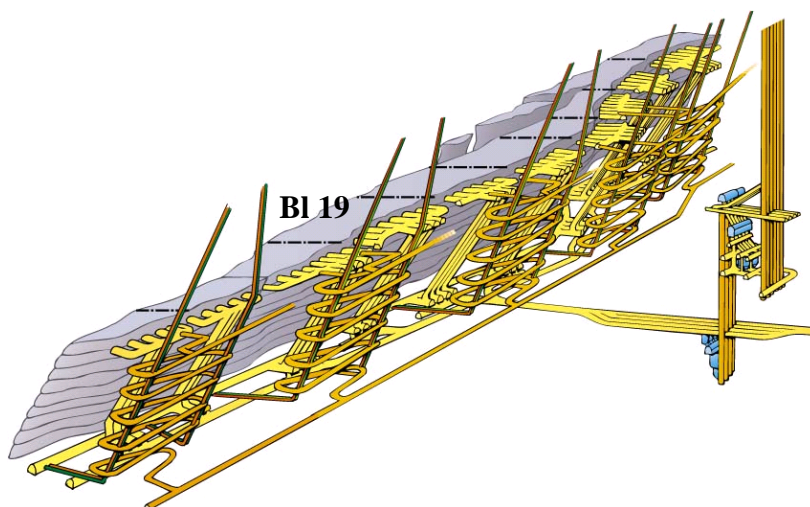
1 INLEDNING

1.1 Beskrivning av gruva och brytningsmetod

Malmkroppen är en ca 80 m bred och 4 km lång skiva som fältstugar mot norr. Den stryker i nord-sydlig riktning och stupar österut ca 60°. Då malmkroppen är lång har man valt att dela in den i block, se Figur 1.

Gruvan har ett lokalt koordinatsystem. Y-axeln löper längs malmkroppen ökande mot söder. Blocken benämns efter Y-värdet där det är placerat. Block 9 och 12 (Sjömalm) är belägna längst norrut. Brytningsdjupet för dessa två block är mindre än i övriga block. Därefter kommer block 16, 19, 25, 28, 34, 37, 40 och 45, d v s totalt 10 block, ca 400 m långa. Varje block har ett eget infrastruktursystem i form av bergschakt och ventilationsschakt. Två angränsande block delar en lokal snedbana

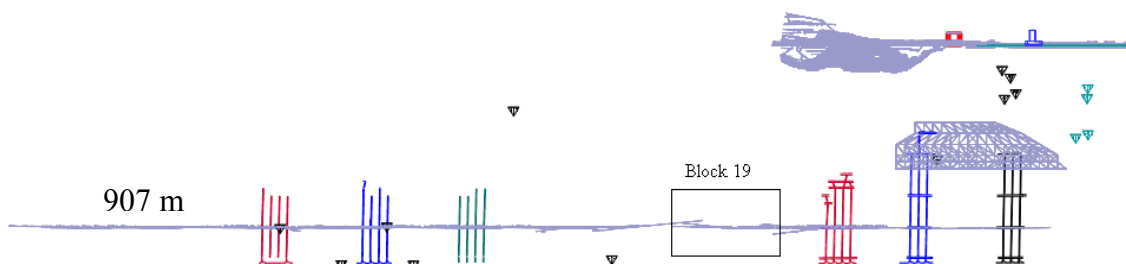
I Kiirunavaara gruva tillämpas skivrasbrytning sedan 1950-talet. Skivhöjden är 28,5 m och ortavståndet är 24,75 m. I huvudsak så bryts malmen med tvärgående skivrasbrytning, dvs ortarna löper från liggvägg till hängvägg. Inom vissa partier där malmen är smal så bryts den med längsgående skivrasbrytning, dvs ortarna löper parallellt med malmen, se Figur 2, som visar gruvkartan för block 19 nivå 907 m avv.



Figur 1 Schematisk bild över malmkroppen som visar blockindelning med tillhörande infrastruktur.

Schematic overview of the orebody illustrating the production areas with its infrastructure.

frekvenser, dvs mindre seismiska händelser. Vid större seismiska händelser underskattas magnituden.



Figur 3 En vertikal längdprojektion över gruvan. Norr är till höger i bilden. De svarta och turkosa trianglarna är geofoner. Den horisontella linjen utgör nivå 907 m av längs hela malmen. Block 19 är markerad.

A vertical longitudinal section of the mine. North to the right. The black and turquoise triangles are geophones. The horizontal line is level 907 m along the entire ore body. Block 19 is marked.

2.2 Bergmekanisk historik block 19

Block 19 är ett geologiskt komplicerat område. Malmen är inhomogen med gråbergspartier som genomskär malmkroppen. Bergmassan vid kontakterna mellan malm och gråberg är ofta svag. Området har varit känt som ”dåligt berg”. Vid vissa ställen har bergmassan varit så trasig så att tillredningen inte har kunnat driva som planerat. I produktionsfasen har man haft problem och i vissa fall varit tvungen att lämna partier.

Produktionen i block 19 stoppades under en längre period. Syftet var att försöka minska deformationerna på dagytan inom detta område. Samtidigt så fortsatte produktionen i de angränsande blocken 16 och 25. Då produktionen återupptogs i block 19 låg den en skiva efter de angränsande blocken.

På morgonen lördagen den 27 oktober rapporterades bergutfall i block 19 på 907 m avv och 935 m avv. Utfallet på 907 m avv uppskattades till mer än 150 ton, på 935 m avv 5-10 ton. LKABs seismiska system registrerade den 27:e oktober kl 04:10:17 en seismisk händelse. Magnituden beräknades till 0.5 i lokal skala. Efter processering lokaliserades händelsen till 100 m in i liggväggen, men då lokaliseringsförmågan var dålig beaktades inte denna händelse närmare. Området förstärktes med sprutbetong enligt ordinarie rutiner.

Den 30:e november kl 06:04:35 registrerades en seismisk händelse som efter processering lokaliserades till 200 m in i liggväggen och 230 m under produktionsnivån 878 m. Magnituden beräknades till 1.5 i lokal skala och kändes starkt i gruvan. Vid

besiktning av block 19 konstaterades bergutfall på 878m avv (250 ton), 907 m avv. (250 ton) och 935 m avv. (100 ton). Den stora seismiska händelsen bedömdes vid tillfället som en engångsföreteelse. Förstärkning planerades enligt ordinarie rutiner och bestod utav sprutbetong, fiberförstärkt sprutbetong och kabelbult.

2.3 Händelseförloppet 2 februari 2008

Under eftermiddagen 2 februari 2008 pågick det arbete på olika platser i block (produktionsområde) 19.

På nivå 878 m avv pågick produktionslastning. På nivå 907 m avv pågick produktionsborrning i den södra delen av blocket. Borraren hade lämnat arbetsplatsen ca kl 18.00 och ställt riggen på automatik. I den norra delen av blocket kördes tillredningssten på bil till bergschakt 191 från block 16. På nivå 935 m pågick ingen aktivitet den här kvällen.

På kvällen kl 19:58:02 inträffade en seismisk händelse i Kiirunavaara gruva med Richtermagnituden 2,97 enligt SNSN (Swedish National Seismological Network). Denna händelse förorsakar stora skador på tre nivåer; 878 m, 907 m och 935 m i produktionsblock 19. Då den seismiska händelsen inträffade så hade lastbilsföraren tömt sin lastbil i schaktet och börjat köra ut från schaktinslaget. Hytten hade kommit ut i fältetorten då ett stort ras inträffar. Delar av raset träffar lastbilshytten. Borrmaskinen i södra delen av blocket blir instängd bakom raset.

På nivå 878 m har lastaren precis tömt sin skopa i schakt 191 och håller på att backa ut ur schaktinslaget. Maskinen är i korsningen mellan schaktinslaget och fältorten då det börjar släppa sten och damma runt omkring. Lastaren lyckas köra ut maskinen från fältorten till infarten trots dålig sikt.

3 BERGMEKANISKA DATA

3.1 Spänningsfältet

Det ostörda spänningstillståndet för Kiruna karakteriseras av att största normalspänningen är horisontell och orienterad vinkelrätt mot malmens strykning (Sandström 2003).

Spänningars storlek relativt malmens riktning

$\sigma_{ew}=0.037z$ σ_{ew} , spänning vinkelrätt malmen (MPa)

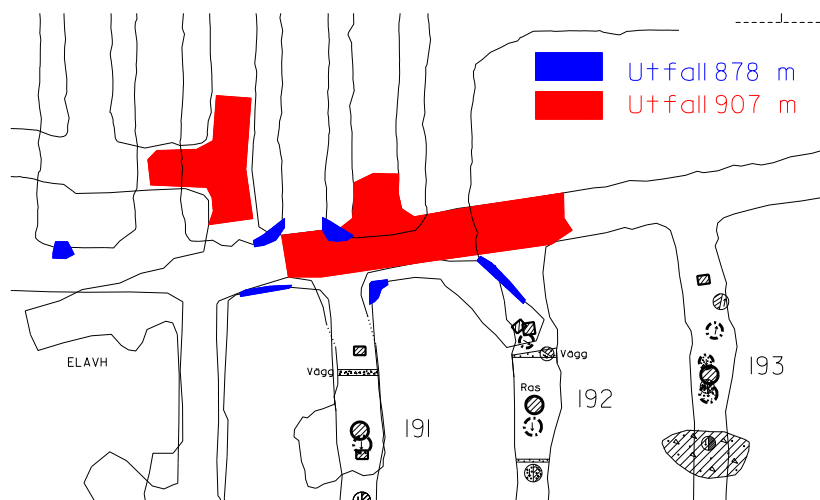
$\sigma_v=0.029z$ σ_v , vertikal spänning (MPa)

$\sigma_{ns}=0.028z$ σ_{ns} , spänning parallellt malmen. (MPa)

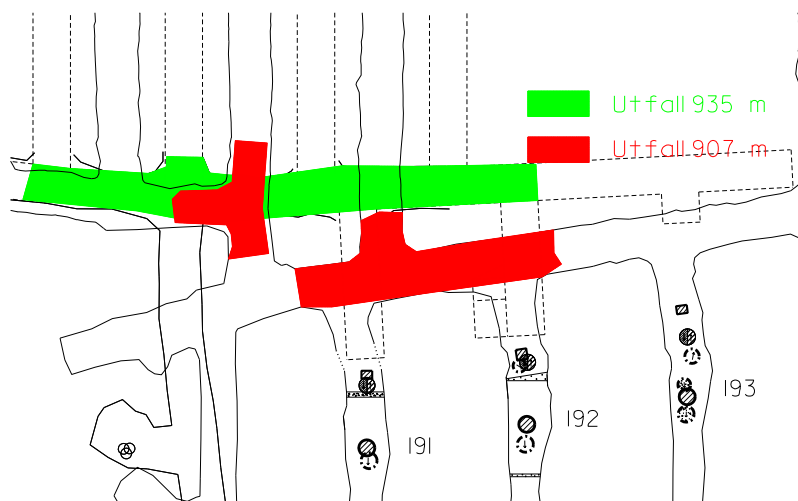
4 ANALYS

4.1 Skadekartering

Efter raset 2 februari 2008 gjordes en skadekartering av nivåerna 878 m avv, 907 m avv, 935 m avv. En sammanställning av dessa visas i Figur 5 och Figur 6.



Figur 5 Skadeområden på nivåerna 878 m och 907 m.
Damaged areas at levels 878 m and 907 m.



Figur 6 Skadeområden på nivåerna 907 m och 935 m.
Damaged areas at levels 907 m and 935 m.

Utfallen har varit störst på nivåerna 907 m och 935 m. Men hela området på nivåerna 907 m och 935 m har inte varit tillgängligt för en detaljerad skadekartering. På nivå 878 m har de flesta utfallen skett i pelarspetsar i fältorten, se Figur 5. På nivå 907 m är största delen av utfallen från orttaket. Pelaren mellan ort 189 – 192, se Figur 2, skadades rejält vid den seismisk händelsen 30 november 2007 och byggdes därefter upp med ca 0,5 m fibersprutbetong. Detta kan vara orsaken till att merparten av skadorna ägde rum i taket den 2 februari 2008. På nivå 935 m är omfattningen av skadorna inte helt klarlagd eftersom raset sträcker sig både norr och söderut i längs fältet från infarten, se Figur 6. Även här kommer de flesta utfallen från orttaket. På alla nivåer dominerar de strukturstyrda utfallen men på nivå 935 förekommer en större andel brott i intakt berg än på de ovanliggande två nivåerna.

4.2 Analyser utav seismiska data

Efter 2 februari 2008 anlätades NORSAR, Norge och ISSI, Sydafrika för att göra djupare analyser utav det seismiska datat. NORSAR utförde en vågformskorrelation med händelsen 2 februari 2008 som master event. Då LKAB hade 14 Hz och 30 Hz geofoner installerade så är de låga frekvenserna i vågen dåligt registrerad. För detta arbete har NORSAR därför använt sin egen katalog med seismiska data från sin ARCES-stationen i Karasjok, Finmark. Teorin är att då två händelser har en hög korrelation med varandra har de sannolikt ägt rum på samma plats och är förorsakade av samma mekanism. Vid denna analys identifierades tre händelser med hög korrelationsfaktor, se Tabell 1. De två första seismiska händelserna sammanfaller med de två tillfällena då utfall ägt rum inom samma område i gruvan. Den första seismiska händelsen var inte den samma som återfanns i LKABs system vid tiden för utfallet och var okänd för LKAB. Den sista händelsen var även den okänd för LKAB. Den resulterade inte heller i några skador, troligtvis för att den dels var mindre och för att området var kraftigt förstärkt sedan utfallen 30 november 2007. De två okända händelserna hade inträffat under sprängningstid och klassificerats som sprängningar vid processeringen

Denna analys indikerade, vilket senare verifierades, att LKABs seismiska systems lokaliseringsförmågan utanför de två delsystemen var mycket dålig. De tidigare händelsernas lokaliseringsfel uppgick till flera hundra meter.

Tabell 1: Identifierade seismiska händelser med hög korrelationsfaktor relativt 2 februari 2008 kl 19:58:02 och respektive E_s/E_p .

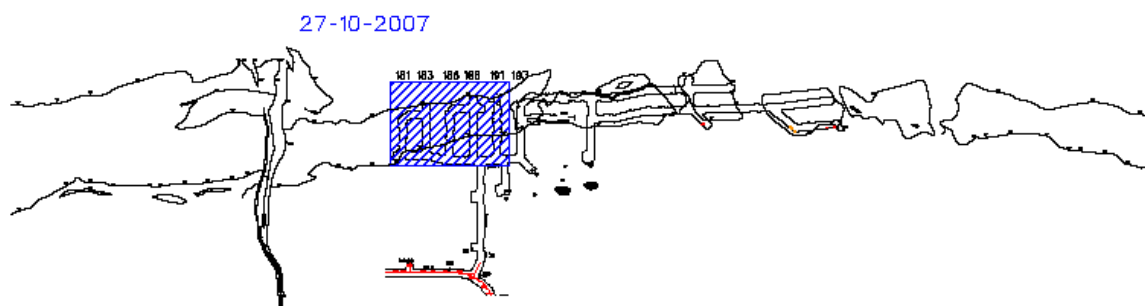
Datum	Tid	Magnitud (LKAB)	Korrelationsfaktor	E_s/E_p
27 oktober 2007	01:18:50	1,6	0,74	4,9
30 november 2007	06:04:39	1,6	0,94	5,1
11 januari 2008	01:33:42	1,3	0,71	6,5
2 februari 2008	19:58:02	1,6	1,0 (master event)	28,8

Vid ISSIs analys utav den seismiska händelsen 2 februari 2008 kl 19:58:02 bedömdes den vara genererad utav ett implosivt brott eller ett brott i en sprucken bergmassa.

Vid en jämförelse mellan de korrelerade händelsernas E_s/E_p kvot, se Tabell 1 är slutsatsen att åtminstone händelsen 2 februari 2008 är ett rent skjuvbrott. Men för alla händelser kan denna kvot vara större. Det är de lågfrekventa vågorna som bär mest skjuv-energi. LKABs dåvarande system registrerades de låga frekvenserna dåligt vilket medför att kvoten kan vara underskattad.

4.3 Möjliga orsaker till den seismiska händelsen 2 februari 2008.

Block 19, nivå 878 m öppnas de längsgående ortarna i söder och backas norrut. När ca 200 m återstod av blocket började den seismiska aktiviteten öka inom området. Vid händelsen den 27 oktober 2007 var de längsgående ortarna slutbrutna och det återstod ca 120 m av blocket (tvärortarna), se Figur 7. Vid denna tidpunkt har man en 120 m vid, ca 60 m bred och 29 m hög bergbrygga emellan liggvägg och hängvägg. I anslutning till bergbryggan ligger bergschakt 191 och infarten.



Figur 7 Ortstrukturen för block 19, nivå 878 m avv. med den återstående bergbryggan 27 oktober 2007 skrafferad. Övriga områden utbrutna.

The drifts for block 19, level 878 m with the remaining bridge 27 October 2007 hatched. The neighbouring areas are mined out.

Inom detta parti finns det åtminstone två stora strukturer i riktningen $70^\circ/60^\circ$, se Figur 4, med flera mindre parallella med c/c ca 1 m. Den största spänningen löper vinkelrätt mot malmen. För varje produktionsnivå så ökar det inducerade spänningen i malmen och i sidoberget både vinkelrätt mot och parallellt med malmkroppen

Vid händelsen den 30 november hade några öppningar påbörjats i blocket. Man har i det här läget brutit sönder bergbryggan och skapat slankare pelare mellan hängvägg och malm.

Den 11 januari 2008 hade man påbörjat öppning i alla orter men man hade inte erhållit fullt ras ännu vilket innebär att hängväggen inte är frilagd utan det finns slanka horisontella bergbryggor ovanför den skjutna malmen.

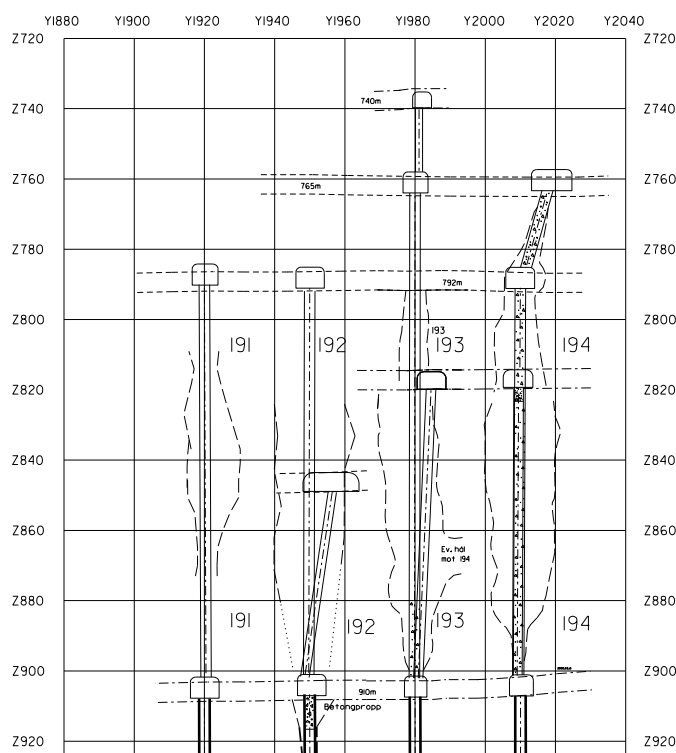
Den 2 februari 2008, då den sista händelsen ägde rum var, hängväggen frilagd i alla ortar frånsett ort 191.

Tre möjliga mekanismer som kan ha förorsakat raset diskuteras nedan.

4.3.1 Pelarbrott mellan schakt

Vid ISSIs analys av händelsen den 2 februari 2008 indikerades att den seismiska händelsen kunde vara föranledd utav ett implosivt brott. En pelarkollaps kan ske som ett implosivt brott. Inom området finns det ingen ren pelare, dvs som är frilagd runt om och bara sitter fast mot berg på två ytor. Ett område som kan liknas vid en pelare och som skulle kunna uppvisa ett liknande brott är partiet mellan två bergschakt.

Schaktgruppen i block 19 har en historik med stora problem mellan nivåerna 795 m avv. och 910 m avv. Bland annat så har schakt 193 och 194 kalvat ihop till ett schakt vid nivå 878 m år 1999, se Figur 8. I Schakt 191 – 193 har sträckan under 910 m avv. filmats i april 2008 för att undersöka deras status. I inget av schakten kunde det konstateras några skador utav den typen som är att förvänta vid ett pelarbrott. Endast normalt slitage förekommer.



Figur 8 Schaktgrupp 19, sett mot hängvägg. Sedan tidigare kända ras ("kalvningar") är inlagda.

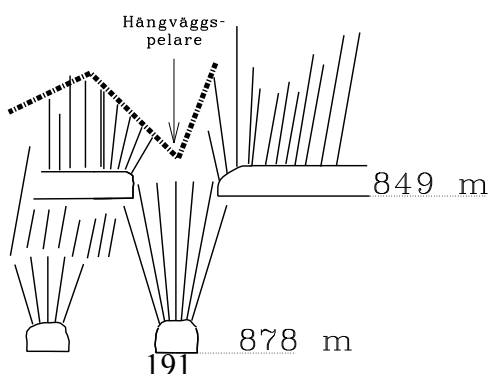
Ore pass group 19, viewed towards the hangingwall. Earlier known failures are presented.

4.3.2 *Brott i bergbrygga mellan hängvägg och malm*

För ort 191 är öppningsfasen inte avslutad den 2 februari 2008. Det innebär att det finns en bergbrygga mellan hängväggen och malmen ovanför öppningen i ort 191, se Figur 9.

I bilden visas orter på nivå 878 m och 849 m tillsammans med produktionsborrhål. Den punktstreckade linjen är kontakt mellan malm och hängvägg. Från figurerna är det uppenbart att en brygga mot hängväggen existerar mellan borrhansarna från nivå 849 m och ovanför borrhansar på nivå 878 m. Denna pelare har visuellt verifierats i fält.

Den seismiska händelsens magnitud är inte typisk för en sönderbrytning utav en pelare i den här storleksordningen. Det har skett 4 stora seismiska händelser med samma mekanism i området. En pelare kan inte kollapsa 4 gånger.



Figur 9 Vertikal skärning längs malmen sedd från liggvägg mot hängvägg. Ort 191 nivå 878 m markerad.

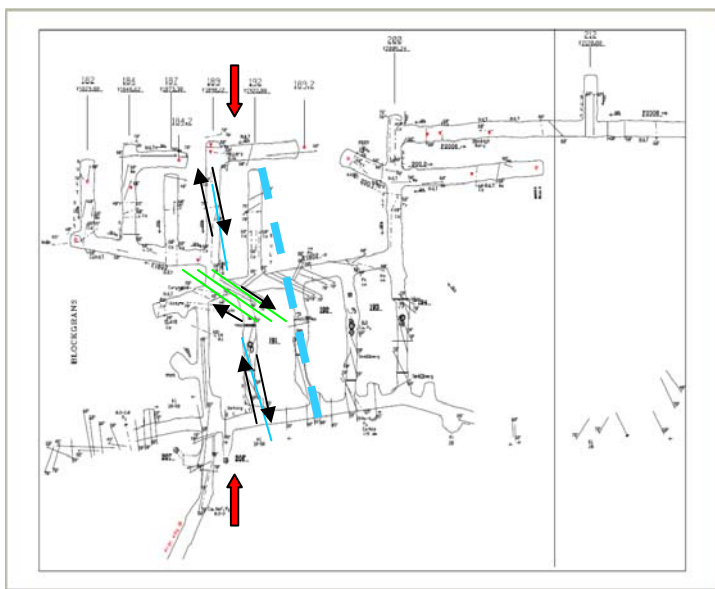
Vertical section along the orebody viewed from the footwall towards the hangingwall. Cross cut 191, level 878 m marked.

4.3.3 *Skjuvbrott utefter en geologisk struktur*

Spänningsfältets komponent vinkelrätt mot malmen är stor relativt de övriga två riktningarna. Allteftersom brytningen fortgår inom block 19 så minskar bergbryggan mellan hängvägg och liggvägg och det inducerade spänningsfältet ökar i bergbryggan och under produktionsnivån. Detta innebär att partiet med de två strukturerna som genomkorsar malmen, se Figur 4, blir mer och mer belastat ju smalare bergbryggan blir. En koncentration utav spänningar uppstår vinkelrätt malmen och i en ca 30° vinkel mot minst två stora strukturer som skär igenom området. En situation enligt Figur 10 erhålls.

Skadornas karaktär på nivå 878 m och 907 m är huvudsakligen strukturellt styrda, s k ”shaking”. Denna typ av brott har en koppling till en strukturellt styrda seismisk händelse. Skadorna på nivå 935 m består också till stor del utav strukturellt styrda brott men där förekommer även brott i intakt berg. Baserat på skadornas karaktär och omfattning så har hypocentrum bedömts ligga inom cirkeln i nedanstående figurer och mellan nivåerna 907 m och 935 m.

I området har 4 stora seismiska händelser med samma mekanism inträffat sedan 27 oktober 2007. Händelserna har skett vid olika tider på dygnet, d v s de är inte direkt kopplade till de spänningsomvandlingar som sker i samband med skjutningar. Detta är signifikant för seismiskt aktiva strukturer. Det är med stor sannolikhet detta händelseförlopp som har ägt rum vid de fyra tillfällena med stora seismiska händelser i block 19.



Figur 10 Schematisk bild över spänningssituationen i block 19 och storskaliga struktur. De inducerade spänningarna symboliseras utav de röda pilarna. De blå linjerna är två storskaliga geologiska strukturer, de gröna linjerna ett system av kortare geologiska strukturer. Norr till höger i bilden.

Schematic view of the stress state in block 19 and the large scale geological structures. The induced stresses are marked as red arrows. The blue lines are the geological structures, the green lines a system of shorter geological structures. North to the right.

5 SLUTSATS

Skivrasbrytningen ger upphov till högre bergspänningar några skivor under brytningsnivån. Allteftersom brytning går mot större djup ökar de inducerade bergspänningarna succesivt. I och med detta så ökar risken för spänningsrelaterade bergmekaniska händelser (smällberg).

I block 19 har det identifierats ytterliggare tre seismiska händelser, troligtvis förorsakade av samma mekanism som händelsen 2 februari 2008 kl 19:58. Två utav dessa har ägt rum i samband med skjutning, den tredje ägde rum ca kl 6 på morgonen.

Händelsen vid olycksfallet ägde rum ca kl 20.00 på kvällen. Det finns inget tydligt samband mellan skjutning och de seismiska händelserna.

Området genomskärs utav minst 2 storskaliga strukturer i 30° vinkel mot den största spänningen. Bergspänningarna har koncentrerats till detta område då detta parti är det sista som bryts ut. Man har visuellt kunnat verifiera att den nordliga utav de två strukturerna har reaktiverats vid olyckstillfället. Sannolikt har den reaktiverats vid ytterliggare minst tre tillfällen, se Tabell 1. Ingen strukturartering utfördes efter dessa händelser. En pelarspets mellan två tvärorter skadades svårt den 30 november 2007 och byggdes upp med stora volymer sprutbetong. Den pelarspetsen genomskärs utav den nordliga strukturen.

Skadeområdet på 907 m nivå begränsas utav de två kända storskaliga strukturerna. Vid en beräkning utav seismologiska parametrar så kan man dra slutsatsen att händelsen 2 februari 2008 var ett skjuvbrott.

Bergförstärkningen på området var inte designat för dynamiska laster. Området var förstärkt med avseende på dåligt berg och statiska laster.

Slutsatsen är att olyckan är förorsakades utav en ”fault slip” (skjuvning längs en geologisk struktur) i åtminstone en utav dessa strukturer. I och med denna händelse så betraktas Kiruna gruva idag som en seismiskt aktiv gruva. Detta innebär en rad vidtagna åtgärder.

6 ÖVRIGA ARBETEN

För att utvärdera denna slutsats beslutades att göra en numerisk modellering av händelseförloppet (Sjöberg och Perman, 2010).

För att övervaka en seismisk aktiv gruva och kunna göra analyser av den seismiska aktiviteten erfordras ett tätt nät utav geofoner. En stor expansion med 112 geofoner utav det befintlig seismiksystemet har slutförts under 2009 för att omfatta alla produktionsområden i Kiruna gruva.

Många utav de största seismiska händelser sker som en reaktivering utav befintliga geologiska strukturer (fault slip). Det finns inte ett tydligt samband mellan ”fault slip” och produktionsprängningar utan detta kan ske när som helst. Därför är det mycket viktigt att ha en bra strukturgeologisk modell som ligger till grund för lay-out- och produktionsplanering av gruvan. En strukturgeologisk modell är under uppbyggnad för Kiruna gruvfält.

Det befintliga förstärkningssystemen i Kiruna gruva var vid den här tidpunkten inte dimensionerade för dynamiska laster. En första design utav ett förstärkningssystem som är dimensionerat för dynamiska laster har tagits fram. Denna design är under vidareutveckling, framförallt vad gäller förstärkningskomponenter.

LKAB deltar idag i MS-RAP (ACG), ett forskningsprojekt som arbetar med seismisk risk.

TACK

Detta arbete har bedrivits med hjälp utav Lars Malmgren (skadekartering) och Mirjana Bosković (LKAB) Även Björn Magnor (vid tillfället Hifab, idag Vattenfall Power Consultant) har bidragit med värdefull hjälp i form av strukturkartering och Tormod Kvaerna (NORSAR). Tack riktas till William Hustrulid (Hustrulid Mining Services), Yves Potvin (ACG), Steve McKinnon (Queens University), Erling Nordlund (Ltu) och Per-Ivar Marklund (Boliden) för stöd och synpunkter under utredningsarbetet.

REFERENSER

Sandström, D. 2003. *Analysis of the Virgin State of Stress at the Kiirunavaara Mine*. Licentiate thesis 2003:02, Luleå University of Technology.

Magnor, B. & Mattsson, H. *Strukturgeologisk modell över Kiirunavaara*, CTMG report 00001, Luleå University of Technology

Dr Kvaerna, T. ,Dr Gibbons, S., Dr Ringdal, F. *Data analysis related to seismic events in the Kiruna mine on February 2, 2008*. Report, NORSAR

Dr Rebuli, D. Dr Lötter, E. *Report on Large Event at Kiruna Mine: 2 Februari 2008*. Report ISS International

Sjöberg, J. & Perman, F. Tredimensionell spänningsanalys av block 19 i Kiirunavaara gruva. *Bergmekanikdag 2010 – Föredrag (Stockholm, 8 mars 2010)*. Stockholm: Stiftelsen Bergteknisk Forskning - BeFo

TREDIMENSIONELL SPÄNNINGSANALYS AV BLOCK 19 I KIIRUNAVAARA GRUVA

Three-Dimensional Stress Analysis of Block 19 in the Kiirunavaara Mine

Jonny Sjöberg, LKAB

Fredrik Perman, Vattenfall Power Consultant AB

SAMMANFATTNING

I denna artikel presenteras en tredimensionell bergmekanisk beräkning för block 19 i Kiirunavaara gruva. Arbetet föranleddes av den seismiska händelsen i detta produktionsblock den 2:a februari, 2008, vilket resulterade i en dödsolycka. Målet med beräkningarna var att identifiera och/eller verifiera möjliga orsaker till den seismiska händelsen. Analyserna utfördes med *3DEC* med olika materialmodeller samt med och utan geologiska strukturer inkluderade, i syfte att öka förståelsen kring de styrande faktorerna för seismicitet. Beräkningsresultaten visade att skjuvning längs existerande geologiska strukturer var en trolig orsak till den seismiska händelsen. Arbetet har också visat på en tänkbar metodik för fortsatta spänningsanalyser som underlag för strategisk bergmekanisk planering för brytningen i Kiirunavaara. En viktig del i detta framtida arbete är kalibrering av beräkningsmodellerna mot perioder av ökad seismisk aktivitet, vilket möjliggörs av det utökade seismiska övervakningssystemet som nu finns installerat i Kiirunavaara, samt arbete med att bättre kvantifiera de mekaniska egenskaperna hos geologiska strukturer.

SUMMARY

This paper presents a three-dimensional rock mechanical analysis of block 19 in the Kiirunavaara mine. The work was conducted due to the seismic event of February 2, leading to a fatality. The objective of the analysis was to identify and/or verify possible reasons for the experienced seismic event. Analyses were performed using *3DEC*, with different material models with and without geological structures included, to develop an understanding of the factors governing seismicity. The analysis results showed that shear along pre-existing geological structures was a plausible reason for the seismic event. The work has also demonstrated a feasible methodology for continued stress analyses as a basis for strategic mine and production planning in Kiirunavaara. An important portion of this future work is calibration of models against period of increased seismic activity, which is made possible through the enhanced seismic monitoring system now in place in Kiirunavaara, as well as work to better quantify the mechanical properties of geological structures.

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

I LKABs underjordsgruva Kiirunavaara bryts järnmalm med brytningsmetoden skivrasbrytning. Malmkroppen är skivformig, mellan 80 och 160 m bred och 4 km lång, samt stryker i nord-sydlig riktning och med en stupning på ca 55–60° mot öst. Malmkroppen är indelad i 10 produktionsblock, vilka namngetts efter Y-koordinaten i gruvans lokala koordinatsystem. Block 16, 19, 25, 28, 33, 37, 40 och 45 utgör huvudmalmen och brytning sker idag på nivåerna 907 och 935 m avv i dessa block, vilket motsvarar ca 700–750 m djup under markytan. Block 9 och 12 tillhör den sk Sjömalmen i norra delen, vilken inte brutits lika djupt.

På kvällen den 2:a februari 2008 inträffade en seismisk händelse med magnitud 3.0 i block 19 och på ungefärligen nivå 900 m i gruvan. Den seismiska händelsen orsakade omfattande skador på nivå 878, 907 och 935 med en dödsolycka som följd. En mer detaljerad presentation av detta ges i Dahnér (2010). Under utredningsarbetet som följde efter olyckan framkom också att flera seismiska händelser troligen uppkommit under hösten 2007, men inte hänförts till block 19 p.g.a. brister i lokaliseringssnoggrannhet i det dåvarande seismiska övervakningssystemet. Större händelser inträffade bl.a. 2007-10-27 (magnitud 1.6), 2007-11-30 (magnitud 1.6) och 2008-01-11 (magnitud 1.3).

I denna artikel presenteras de bergmekaniska beräkningar som utförts i syfte att undersöka tänkbara orsaker till den seismiska händelsen. I ovannämnda utredningsarbete togs tre hypoteser fram som beskrev tänkbara orsaker till händelsen (Dahnér, 2010):

1. ***Brott i bergpelare mellan bergschakt***
Omfattande utfall har skett i närliggande bergschakt i block 19, vilket resulterat i mindre bergpelare mellan enskilda schakt. En överbelastning av dessa pelare skulle kunna resultera i en seismisk händelse.
2. ***Brott i bergbrygga mellan hängvägg och malm***
Brytningssekvensen i block 19 resulterade i att en bergbrygga lämnades mellan malm och hängvägg ovan en av tvärorterna i malmen. Ett brott i denna bergbrygga skulle kunna orsaka en seismisk händelse.
3. ***Skjuvbrott (glidning) längs storskalig geologisk struktur***
Flera storskaliga strukturer har identifierats i området och en ökad belastning på dessa skulle kunna leda till glidning och utlösning av seismisk energi.

1.2 Mål, syfte och avgränsningar

Målet med beräkningarna var att identifiera och/eller verifiera möjliga orsaker till den seismiska händelsen i block 19, med utgångspunkt från de tre hypoteserna beskrivna ovan. I tillägg till detta undersöktes om andra högspanningsområden uppkom i beräk-

ningsmodellen, vilka skulle kunna initiera en seismisk händelse. Arbetet innefattade konstruktion av en tredimensionell beräkningsmodell och simulering av brytningssekvensen fram till datumet för olyckan. Förstärkning inkluderades ej i modellen och endast statistiska analyser genomfördes.

1.3 Metodik

Den komplexa brytningsgeometrin och brytningssekvenserna i aktuellt område, samt närvaron av förmodat seismiskt aktiva strukturer krävde tredimensionella numeriska modellanalyser där strukturer kan simuleras explicit. Modellanalyserna valdes därför att utföras med den tredimensionella distinkta element-koden *3DEC* (Itasca, 2007). Denna kod medger simulering av glidning, separation och rotation av block relativt varandra och blocken kan representeras med ett flertal olika materialmodeller. *3DEC* kan också användas för kontinuum-analyser, d v s där inga rörelser tillåts längs strukturer.

Det är viktigt att poängtera att man inte kan förvänta sig att de numeriska modellerna exakt reproducerar observerade förhållanden. Beräkningsmodellerna är istället ett verktyg för att öka förståelse för vad som hänt och för att testa olika tänkbara scenarion. Olika materialmodeller nyttjades, och modeller med och utan geologiska strukturer analyserades, i syfte att bättre förstå de faktorer som kan ha orsakat den seismiska händelsen. Av samma orsak är det inte nödvändigt att genomföra dynamiska analyser, eftersom syftet med analyserna var att identifiera bakomliggande orsaker (inte att simulera själva den seismiska händelsen och vågutbredningen).

2 BERÄKNINGSMODELL

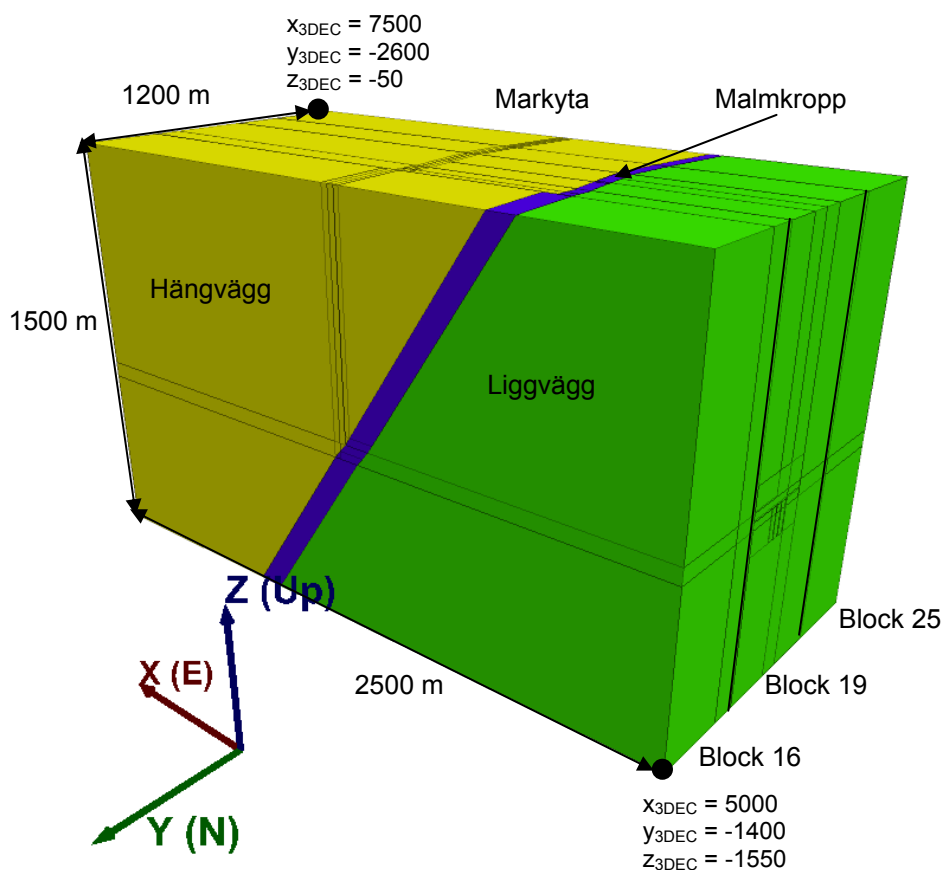
2.1 Modellgeometri

För att på ett korrekt sätt ta hänsyn till spänningsomfördelning till följd av skivrasbrytning krävdes en relativt stor beräkningsmodell. De två närliggande produktionsblocken (16 och 25) inkluderades därför i modellen. Vidare inkluderades omgivande berg från markytan och ungefär till dubbla nuvarande brytningsdjupet. Endast tre geologiska enheter inkluderades – hängvägg, liggvägg och malm. Malmgeometrin baserades på horisontalsektioner på nivå 878, 907 och 935, och extrapolerades uppåt och nedåt. Total modellstorlek uppgick till 2500 x 1200 x 1500 m (se Figur 1). I *3DEC* används ett högerhands-koordinatsystem. Samma koordinataxlar som för gruvan valdes, men med olika riktning, d v s $Y_{3DEC} = -Y_{Gruva}$ och $Z_{3DEC} = -Z_{Gruva}$ (därmed kunde samma koordinatvärden nyttjas, men med omvänt tecken), se också Figur 1.

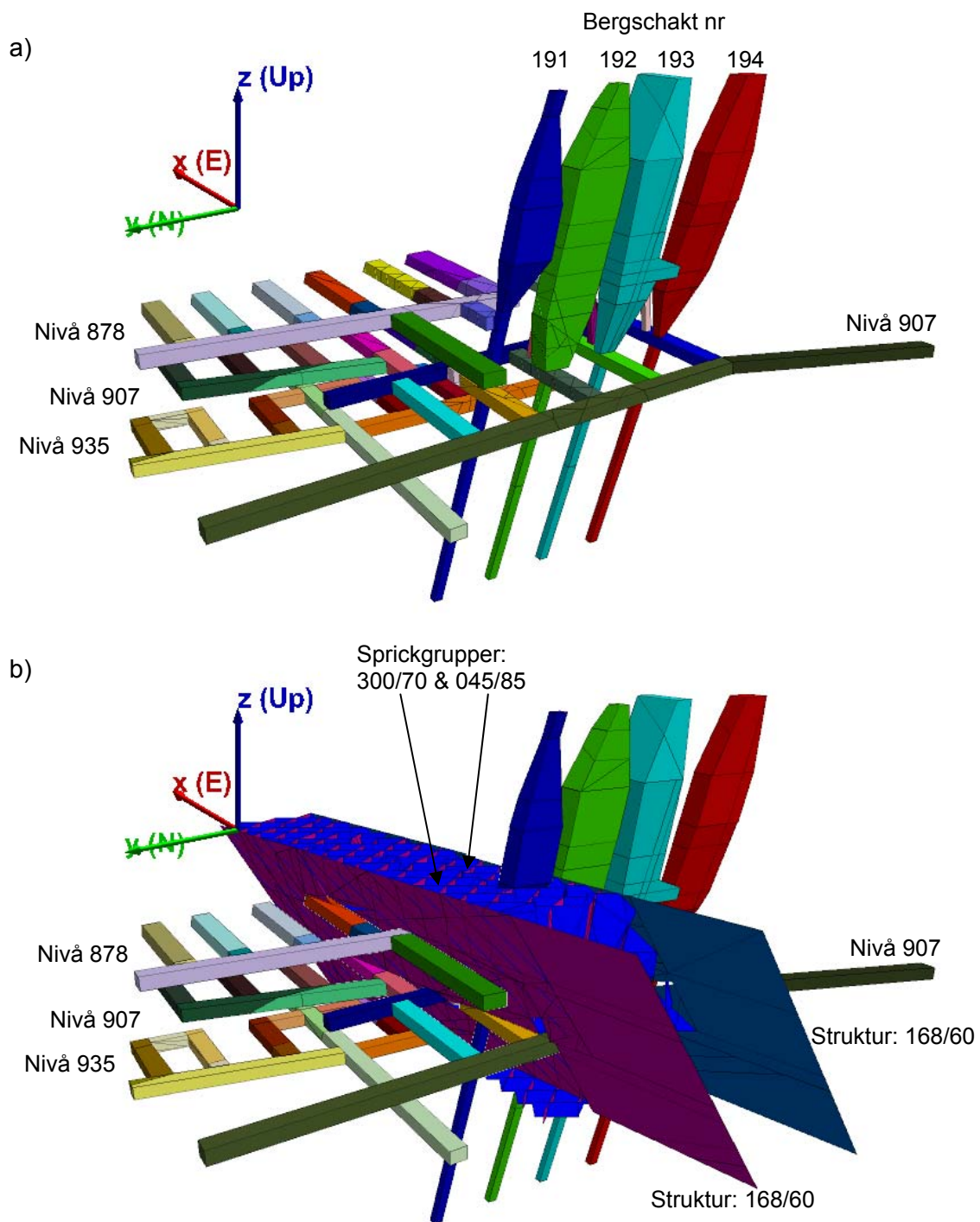
En hög detaljeringsgrad krävdes för block 19 och nivåerna 878, 907 och 935, i vilka alla ortar och bergschakt simulerades explicit (men med ett förenklat tvärsnitt), se Figur 2 a). Geometrin för bergschakten baserades på de besiktningar som gjorts både före och efter olyckan, men med vissa geometriska förenklingar. För området nivå 935 till 878 m avv inkluderades också geologiska strukturer i beräkningsmodellen. Spricksituationen i

block 19 är något annorlunda jämfört med resten av gruvan. Området har karterats i detalj efter olyckan, och baserat på detta inkluderades de strukturer som bedömdes vara viktigast med avseende på orsaker till seismiska händelser. Detta innefattade: (i) två storskaliga strukturer orienterade 168/60 (stupningsriktning/stupning) och med ett inbördes vinkelrätt avstånd på 40 m, och (ii) två spricksystem orienterade 300/70 och 045/85 med inbördes vinkelrätt sprickavstånd på 20 m, liggande mellan ovanstående två storskaliga strukturer. Inkluderade geologiska strukturer framgår av Figur 2 b).

Brytningssekvensen simulerades i detalj, och omfattade ett antal brytningslägen vid vilka tidigare (mindre) seismiska händelser uppkommit i block 19 fram t.o.m. olyckstillfallet. Brytning av block 16, 19 och 25 simulerades, men i block 16 och 25 bröts hela nivåer ut. På hängväggssidan antogs att rasberget följer en rasvinkel på 90°, vilket är baserat på ett fåtal observationer under jord av rasbergets utbredning. I modellen simulerades brytning genom att först ta bort berg och låta modellen komma till ett jämviktsläge, varefter det utbrutna området ersätts med rasberg (med lägre densitet och styvhet) och beräkning görs till ett nytt jämviktsläge. Totalt sju (7) brytningssteg simulerades, enligt Figur 3.

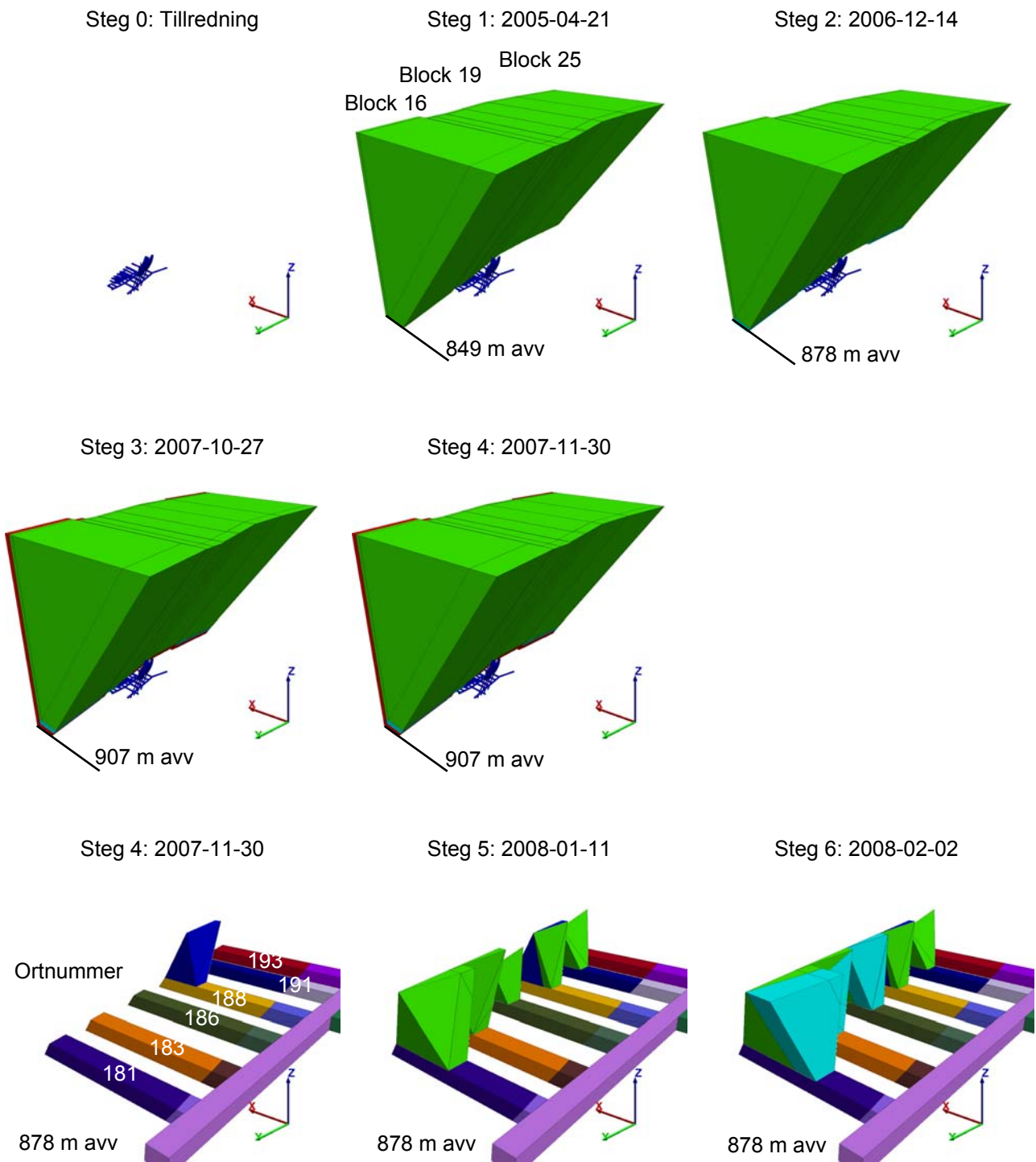


Figur 1 Geometri för 3DEC-modellen omfattande block 16, 19 och 25.
Geometry of 3DEC model comprising blocks 16, 19, and 25.



Figur 2 Modellgeometri sett från liggvägssidan visande: a) fältortar, tvärortar och bergschakt på 878, 907 och 935 m avv i block 19, b) strukturer inkluderade i modellen i block 19.

Model geometry viewed from footwall side showing: a) access drifts, cross-cuts, and ore passes at the 878, 907, and 935 m mining levels in block 19, b) structures included in the model in block 19.



Figur 3 Simulerade brytningssekvenser i block 19 med datum för respektive steg.
Simulated mining sequences in block 19, with dates for each stage.

2.2 Spänningar, randvillkor och mekaniska egenskaper

Primärspänningarna (före brytning) bestämdes ur den sammanställning som presenterats av Sandström (2003). Följande spänningssamband nyttjades, med antagandet att alla spänningar var noll vid den antagna markytan i modellen ($z_m = 50$) och med tryckspänningar negativa (i MPa):

$$\sigma_{EW} = \sigma_H = -0.037z_m + 1.85, \quad (1)$$

$$\sigma_{NS} = \sigma_h = -0.028z_m + 1.4, \quad (2)$$

$$\sigma_v = -0.029z_m + 1.45, \quad (3)$$

där σ_H är största horisontalspänningen, orienterad i öst-väst (vinkelrätt malmens strykning), σ_h är minsta horisontalspänningen, orienterad i nord-syd (parallellt malmen), σ_v är vertikalspänningen, och z_m är nivå i gruvan (i gruvans lokala koordinatsystem, med positiv z -axel riktad nedåt). Randvillkoren till modellen utgjordes av rullstöd på de vertikala ränderna samt på botten. Den övre randen (markytan) simulerades som en fri yta.

Indata omfattade också materialegenskaper för blocken (bergmassan mellan större sprickor/strukturer i modellen) och sprickor/strukturer. Dessa hämtades från de undersökningar och utredningar som gjorts för block 19 (se Dahnér, 2010), från tidigare undersökningar (t.ex. Savilahti, 1990) samt från erfarenheter från tidigare modellberäkningar för Kiirunavaara (se t.ex. Sjöberg m.fl., 2001; Sjöberg & Malmgren, 2007). Två olika materialmodeller nyttjades – linjärelastisk modell och idealplastisk modell med ett brottvillkor enligt Mohr-Coulomb. För den plastiska materialmodellen användes två uppsättningar hållfasthetsvärden (A och B). Tidigare analyser har visat att de högre värdena (A) kan antas motsvara huvuddelen av bergmassan i Kiirunavaara, medan de lägre värdena (B) motsvarar områden med svagare berg, som återfinns relativt frekvent i gruvan. För strukturer och sprickor i modellen valdes bara en uppsättning parametervärden, p.g.a. brist på tillförlitliga indata. Alla nyttjade parametervärden framgår av Tabell 1. Dilateringsvinkeln sattes till noll för alla material.

2.3 Beräkningsfall

Beräkningar utfördes med både kontinuum- (ingen glidning/separation tillåten i sprickor) och diskontinuum-modeller, och med olika parametervärden. Totalt fem beräkningsfall analyserades, enligt Tabell 2. Alla beräkningsfall analyserades för de sju brytningsstegen enligt ovan. Kontinuum-modellerna analyserades för två olika uppsättningar hållfasthetsparametrar för blocken, medan diskontinuum-modellen endast analyserades för de högre hållfasthetsvärdena för blocken. Det senare motiverades med att sprickorna fungerar som försvagande länkar i systemet, och det är därför inte rimligt att också reducera blockens hållfasthet.

Tabell 1 Materialegenskaper som användes i 3DEC-modellen för block 19
Material properties used in the 3DEC model of block 19.

Parameter	Liggvägg	Malm	Hängvägg	Rasberg
Block (mellan sprickor)				
Densitet [kg/m ³]	2700	4700	2800	2000
Elasticitetsmodul [GPa]	70	65	70	0.20
Poissons tal	0.27	0.25	0.22	0.25
Material A (höga)				
Kohesion [MPa]	10.2	6.9	6.7	0
Friktionsvinkel [°]	58	54	55	35
Draghållfasthet [MPa]	2.2	1.2	1.0	0
Material B (låga)				
Kohesion [MPa]	6.7	4.8	5.2	0
Friktionsvinkel [°]	53	51	51	35
Draghållfasthet [MPa]	1.3	0.5	0.7	0
Sprickor (mellan block)				
Normalstyvhet [GPa/m]	110	110	110	-
Skjuvstyvhet [GPa/m]	9	9	9	-
Kohesion [MPa]	0	0	0	-
Friktionsvinkel [°]	35	35	35	-

Tabell 2 Beräkningsfall för analys av block 19, med parametervärden enligt avsnitt 2.2.

Analyzed cases for numerical modeling of block 19 with parameter values according to Section 2.2.

Beräkningsfall	Modell	Materialmodell	Hållfasthetsparametrar
1	Kontinuum	Linjärelastisk	-
2A	Kontinuum	Idealplastisk	A (höga)
2B	Kontinuum	Idealplastisk	B (låga)
3	Diskontinuum	Linjärelastisk	-
4	Diskontinuum	Idealplastisk	A (höga)

3 ANALYSER OCH RESULTAT

Beräkningsresultaten har utvärderats med avseende på de tre uppställda hypoteserna för tänkbara orsaker till den seismiska händelsen i block 19 som inträffade 2008-02-01. I utvärderingen har också tidigare seismiska händelser (hösten 2007) beaktats. Beräkningsresultaten kontrollerades också med avseende på spänningsuppbyggnad och plasticering i övriga områden, för att undersöka andra eventuella orsaker till uppkomna seismiska händelser. Denna utvärdering visade att spänningarna koncentreras till ej utbrutna områden på 907 m avv (bl.a. nära hängväggskontakten) samt till de obrutna nivåerna under 907 m avv. Spänningsnivåerna var dock inte markant höga, förutom i direkt närhet till ortfronter, och bedöms ej kunna ge ha gett upphov till några större seismiska händelser. Nedan beskrivs resultaten i mer detalj med avseende på de tre hypoteserna enligt avsnitt 1.1.

3.1 Brott i bergpelare mellan bergschakt

Den seismiska potentialen för bergpelarna mellan schakten (för geometri se Figur 2) bedömdes genom att studera spänningsuppbyggnad (i de linjärelastiska modellerna; beräkningsfall 1) och plasticering (i de plastiska modellerna; beräkningsfall 2A och 2B). Endast området ovanför nivå 907 m avv studerades, eftersom bergschakten är i princip oskadade därunder och bergpartiet mellan pelarna inte utsatts för någon nämnvärd belastningsökning. Spänningar och plasticering plottades för längd och tvärsektioner genom schakten och bergpelarna och för var och ett av de sju brytningsstegen. Det bör noteras att utfall i bergschakten och tillhörande minskning av bergpelarna inträffade före 2002, d.v.s. långt innan aktuell brytning i block 19 påbörjades.

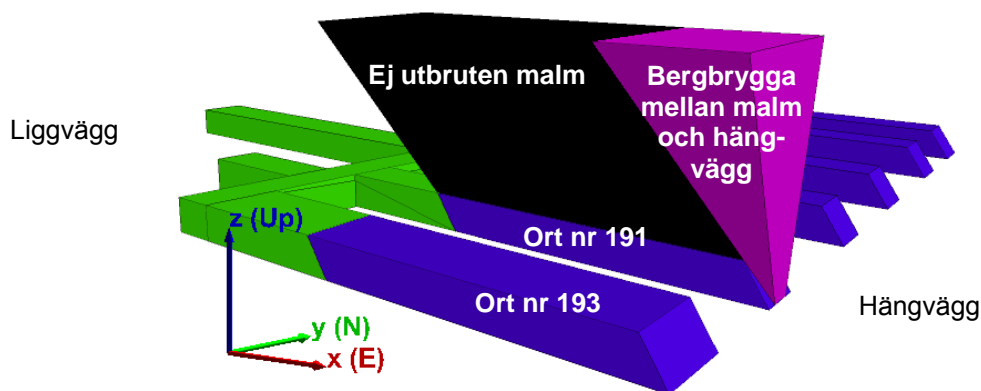
Resultaten visade att de pelarna är måttligt belastade även för de smalaste partierna, med en magnitud på största huvudspänningen på mellan 20 och 40 MPa. Detta är avsevärt lägre än bergmassans hållfasthet, vilket också bekräftades vid utvärdering av de plastiska modellerna. Endast några få lokala områden med plasticering kunde konstateras, t.o.m. för fallet med lågt antagen hållfasthet (beräkningsfall 2B). Både spänningar och plasticering var också i princip oförändrade för brytningssteg 1 (april 2005) t.o.m. brytningssteg 6 (februari 2008). Sammantaget innebär detta att det inte är troligt att ett pelarbrott skulle ha inträffat vid tiden för de observerade seismiska händelserna i block 19, och följaktligen att bergpelarna mellan bergschakten inte kan ha orsakat de seismiska händelserna.

3.2 Brott i pelare mellan hängvägg och malm

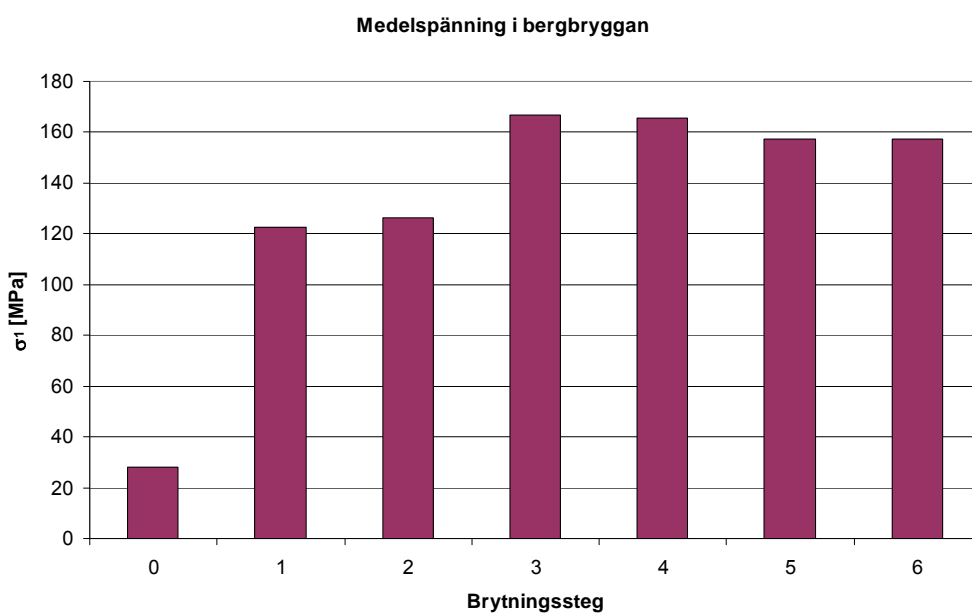
Möjligheten för överbelastning av den bergbrygga som uppkommit mellan malm och hängvägg i block 19 (ovan ort nr 191) bedömdes via utvärdering spänningsuppbyggnad (i de linjärelastiska modellerna; beräkningsfall 1) och plasticering (i de plastiska modellerna; beräkningsfall 2A och 2B). Spänningar och plasticering studerades för bergbryggan, markerad i Figur 4 a), för vart och ett av de simulerade brytningsstegen.

Ett mått på belastningsnivån i bergbryggan är medelvärdet på spänningen i denna volym berg. I Figur 4 b) visas beräknat medelvärde på största huvudspänningen (σ_1) som en funktion av brytningssteg.

a)



b)



Figur 4

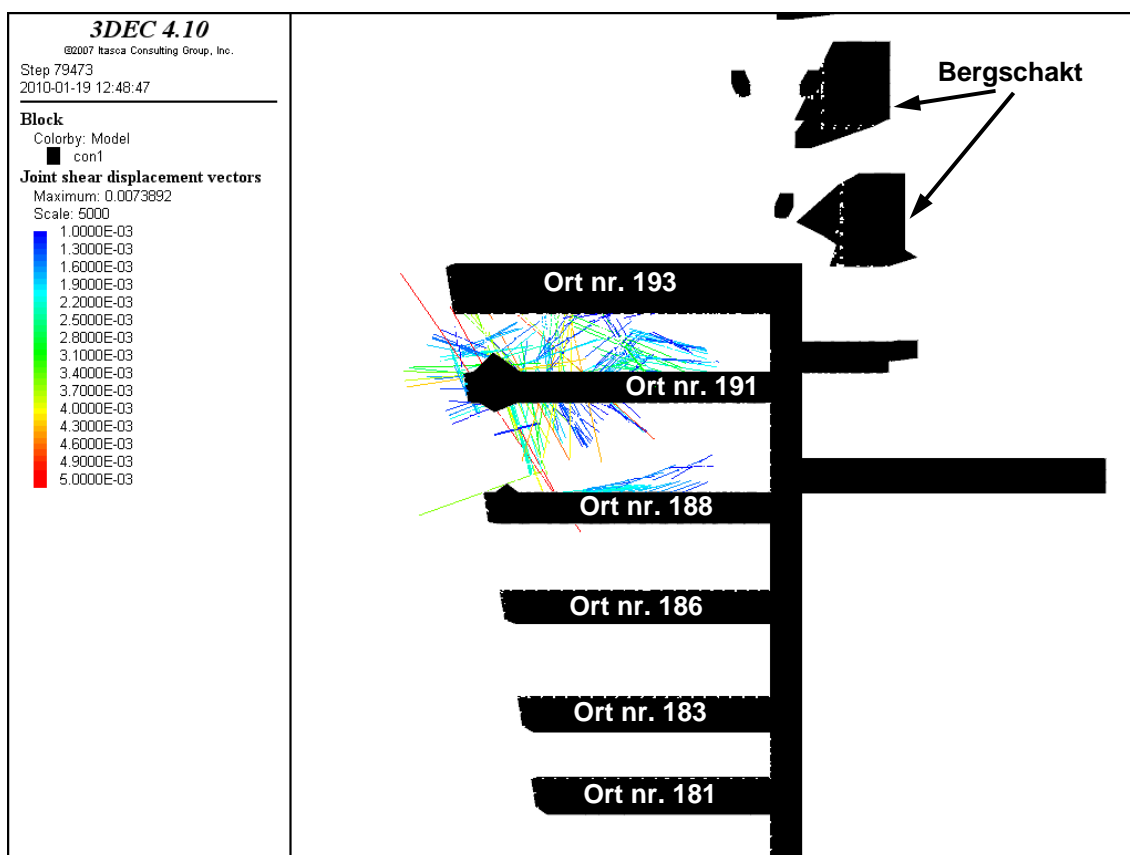
a) Bergbrygga mellan hängvägg och malm ovan ort nr 191 (lila färg), sett från hängväggssidan (blå färg = tvärorter i malm, grön färg = tvärorter i liggväggen på 878 m nivå), b) beräknat medelvärde på största huvudspänning i bergbryggan för olika brytningssteg.

a) Rock bridge between hangingwall and orebody above drift no. 191 (purple color), viewed from the hangingwall side (blue color = drifts located in the orebody, green color = drifts located in the footwall on the 878 m level), b) calculated mean of the major principal stress in the rock bridge for different mining stages.

Resultaten visade en tydlig spänningsökning för brytningssteg 3 (2007-10-27), men endast små spänningsförändringar därefter. En liknande bild erhålls vid utvärdering av plasticering i bergbryggan, med omfattande plasticering i och med brytningssteg 3, och mycket liten tillkommande plasticering därefter (i vissa fall sker avlastning istället). Detta kan tolkas som att bergbryggan överbelastats i och med brytningen motsvarande 2007-10-27, och den därmed utlösta energin kan ha varit en orsak till den seismiska händelse som uppkom vid detta tillfälle (magnitud 1.6). Därmed är det mindre troligt att de därpå följande händelserna skulle ha kunnat orsakas av ytterligare brott i bergbryggan (eftersom den redan överbelastats).

3.3 Skjuvbrott längs geologisk struktur

Potentialen för en seismisk händelse till följd av glidning längs en struktur studerades m.h.a. diskontinuum-modellen (beräkningsfall 3 och 4). Beräknade skjuvdeformationer utvärderades för varje simulerat brytningssteg, se exempel i Figur 5.



Figur 5 Horisontalsnitt på 878 m avv med skjuvdeformationer längs sprickor för beräkningsfall 3 och brytningssteg 5 (2008-01-11). Utbrutna ortar i svart.

Horizontal cross-sections at the 878 m level showing calculated joint shear displacements for case no. 3 and mining stage 5 (January 11, 2008). Excavated drifts in black.

Glidning längs strukturer uppkom i alla brytningssteg, med de största skjuvrörelserna i steg 4 och 5 (2007-11-30 och 2008-01-11) och med en maximal storlek på ca 6 mm. Skjuvdeformationer utbildades både längs de storskaliga strukturerna (orientering 168/60), och längs spricksystemen mellan de båda storskaliga strukturerna. I den plastiska modellen var magnituden på deformationerna överlag något mindre jämfört med den elastiska. Bägge modellerna visade dock på mindre deformationer i det sista brytningssteget (2008-02-02), och kan alltså inte helt förklara uppkomsten av denna största seismiska händelsen i block 19.

3.4 Uppskattning av seismisk magnitud

För både hypotes 2 och 3 (avsnitt 3.2 och 3.3) kan en uppskattning av magnituden på möjlig orsakad seismisk händelse göras utifrån beräkningsresultaten. För brott i bergbryggan kan tillgänglig töjningsenergi i en bergvolym beräknas ur (med antagande om linjärelastiskt material):

$$E_{s_tot} = \int \sigma \varepsilon dV = \int \frac{\sigma^2}{E} dV \quad (4)$$

där E_{s_tot} är total töjningsenergi, σ är spänning (största huvudspänning nyttjad), ε är töjning, E är bergmassans elasticitetsmodul och V är volymen berg. För glidning längs en struktur kan seismiskt moment beräknas från (Aki & Richards, 1980):

$$M_0 = G \mu_s A \quad (5)$$

där M_0 är seismiskt moment, G är bergmassans skjuvmodul, μ_s är medelskjuvrörelse och A är arean över vilken skjuvrörelse skett. För båda dessa kan sedan seismisk magnitud, M , beräknas ur:

$$M = \frac{2}{3} \log M_0 - 10.7 = \frac{2}{3} \log E_{s_tot} - 10.7 \quad (6)$$

där $M_0 = E_{s_tot}$ och båda anges i enheten dyne-cm (Hanks & Kanamori, 1979). Denna magnitudrelation anges vara mest tillförlitlig för större magnituder (>3) och för Kiirunavaara kan andra korrektionsfaktorer gälla. Ovanstående ekvationer har dock (i brist på bättre) nyttjats för en ungefärlig uppskattning av möjliga seismiska magnituder.

För brott i bergbryggan antogs att all tillgänglig töjningsenergi i bergbryggan med geometri enligt Figur 4 a) omvandlas till seismisk energi. Detta ger således en övre gräns på möjlig seismisk magnitud. De största magnituderna erhöles för brytningssteg 3 och 4 (2007-10-27 och 2007-11-30) med $M \approx 0.2$. Detta är avsevärt lägre än verklig registrerad magnitud för dessa datum som var 1.6.

För glidning längs en struktur gjordes en uppskattning av påverkad skjuvarea i beräkningsmodellen, och ett ungefärligt medelvärde på skjuvdeformationen togs fram. Den största seismiska magnituden uppkom för brytningssteg 4 och 5 (2007-11-30 och 2008-01-11) och var 0.8–1.0. Detta är något lägre än registrerade magnituder (1.6 och 1.3), men indikerar ändå att glidning längs en struktur är en mer trolig orsak till de seismiska händelserna i block 19, jämfört med brott i en pelare eller bergbrygga.

4 DISKUSSION, SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Spänningsberäkningarna med den tredimensionella modellen visade att den storskaliga spänningsomfördelningen orsakad av skivrasbrytningen kunde simulerades på ett trovärdigt sätt. Resultaten visade att brott i pelare mellan bergschakt knappast kan ha orsakat några seismiska händelser. Brott i bergbryggan mellan malm och hängvägg kan ha varit en bidragande orsak till tidigare seismiska händelser, t.ex. den som inträffade 2007-11-30. Det är troligt att bergbryggans lastbärande förmåga överskreds vid detta tillfälle, men den maximalt möjliga seismiska magnituden baserat på modellberäkningarna är avsevärt lägre än verklig registrerad magnitud. Därmed kvarstår skjuvning längs en existerande geologisk struktur som den troligaste orsaken till flera av de observerade seismiska händelserna. Uppskattade magnituder utifrån modellresultaten är av samma storleksordning (men något lägre) som registrerade seismiska magnituder. Glidning var mest framträdande för de storskaliga strukturerna med orientering 168/60.

Det måste dock poängteras att modellerna inte fullt ut kunde simulera uppkomsten av den största av de studerade seismiska händelserna (2008-02-02). En osäkerhet i beräkningsmodellerna är den relativt grova diskretisering som nyttjats, vilket kan ha lett till en underskattning av spänningsgradienter och deformationer. Detta kan också förklara att modellerna var relativt okänsliga för de geometriska förändringarna i de senare brytningsstegen. Det finns också en relativt stor osäkerhet i nyttjade hållfasthetsparametrar och huruvida dessa är representativa för block 19. Inte desto mindre så har arbetet visat på en användbar metodik för fortsatta spänningsanalyser som underlag för strategisk bergmekanisk planering av framtida brytning. Baserat på ovanstående slutsatser och diskussion har följande rekommendationer för fortsatt arbete tagits fram:

- Beräkningsmodellen för block 19 bör förfinas för att inkludera framtida brytning i detta produktionsblock. Enskilda ortar och schakt behöver troligen ej inkluderas i en sådan modell. Modellen kan kalibreras mot perioder av ökad seismisk aktivitet som registrerats efter att block 19 öppnats för produktion på nytt (i mars 2009). Modellen kan därefter användas för att jämföra olika framtida brytningssekvenser ur ett seismiskt perspektiv.
- Liknande analyser bör kunna utföras för andra produktionsblock och/eller hela gruvan. Diskontinuum-modeller där glidning i strukturer kan simuleras explicit bedöms vara nödvändiga, eftersom detta är den troligaste orsaken till större seismiska händelser i Kiirunavaara-gruvan. De strukturer som skall inkluderas i en modell avgörs utifrån seismikdata samt strukturkartering i kombination.

- En viktig del i detta framtida arbete är kalibrering av beräkningsmodellerna mot perioder av ökad seismisk aktivitet, vilket möjliggörs av det utökade seismiska övervakningssystemet som nu finns installerat i Kiirunavaara, samt arbete med att bättre kvantifiera de mekaniska egenskaperna hos geologiska strukturer (hållfasthet och styvhet).
- Konceptuella analyser av enskilda produktionsblock kan vara värdefulla för att öka förståelsen för hur olika brytningssekvenser påverkar och aktiverar geologiska strukturer.

ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Detta arbete har bedrivits och finansierats i sin helhet av LKAB. Tack riktas till Christina Dahnér och Lars Malmgren (LKAB) för granskning av arbetet, till Björn Magnor (Vattenfall Power Consultant), för kartering i block 19, samt till LKABs "Seismic Mine Advisory Board" bestående av Yves Potvin (ACG), William Hustrulid (Hustrulid Mining Services) och Per-Ivar Marklund (Boliden Mineral AB), för värdefulla synpunkter.

REFERENSER

- Aki, K. & Richards, P. G. 1980. *Quantitative Seismology*. San Francisco: W. H. Freeman.
- Dahnér, C. 2010. Analys utav orsaken till ett smällbergsutfall 2 februari 2008 i kiruna gruva. *Bergmekanikdag 2010 - Föredrag (Stockholm, 8 mars 2010)*. Stockholm: Stiftelsen Bergteknisk Forskning – BeFo.
- Itasca. 2007. *3DEC. Version 4.10. Manual*. Minneapolis: ICG.
- Hanks, T. C. & Kanamori, H. 1979. A Moment Amplitude Scale. *J. Geophys. Res.*, **84**, pp. 2348–2350.
- Sjöberg, J. & Malmgren, L. 2007. Ny huvudnivå i Kiirunavaara – bergmekaniska utmaningar och analyser. *Bergmekanikdag 2007 - Föredrag (Stockholm, 12 mars 2007)*, pp. 53-64. Stockholm: Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning – SveBeFo.
- Sandström, D. 2003. *Analysis of the Virgin State of Stress at the Kiirunavaara Mine*. Licentiate thesis 2003:02, Luleå University of Technology.
- Savilahti, T. 1990. *Testing and modeling of rock joints*. Licentiate thesis 1990:05L, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology.
- Sjöberg, J., Lundman, P., Nordlund, E. & Quinteiro, C. 2002. Stabilitetsanalys av bergschakt i Kiirunavaara. *Bergmekanikdag 2002 - Föredrag (Stockholm, 20 mars 2002)*, pp. 107-120. Stockholm: Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning – SveBeFo.

RISKBASERAT SYSTEM FÖR UNDERHÅLL AV BERGSKÄRNINGAR

A rock cut management system based on risk assessment

Bengt Åhlén, GEOSIGMA

Mats Bellinder, Vägverket

Sammanfattning

Ett riskbaserat system för underhåll av bergskärningar har använts på större statliga vägar i Stockholms län. Att systemet är riskbaserat innebär att man i bedömningen av en inspekterad bergskärning även tar med konsekvenserna av ett eventuellt ras. Systemet innehåller tre undersökningsnivåer: Inventering, Grovklassning och Detaljklassning. Vid inventeringen registreras samtliga skärningar längs med ett vägavsnitt från ett fordon. Under färd genereras ett namn enligt ett namnsystem, ett fotografi av skärningen samt ett kartunderlag för presentation av data. Vid grovklassningen delas skärningarna in i tre grupper. Skärningar som inte behöver inspekteras inom överskådlig tid, skärningar som bör ingå i en återkommande inspektionsrutin och skärningar som behöver åtgärdas. Vid detaljklassningen klassas de skärningar som i grovklassningen bedömts behöva åtgärdas. I momentet ingår att göra ett åtgärdsförslag och en kostnadsbedömning av detta åtgärdsförslag. Därefter görs en noggrann genomgång av skärningens stabilitet och de konsekvenser som ett ras kan få med avseende på rådande geometriska förhållanden och trafiksituationen på vägen. Systemets olika delar presenteras övergripande. Fokus är lagd på de bergmekaniska bedömningar som ligger till grund för klassningen av skärningens stabilitet och de erfarenheter som gjorts vid användandet av systemet på vägar i Stockholms län.

Summary

In this article a rock cut management system based on risk assessment is presented. The system has been used on federal highways in the Stockholm region. The system being based on risk assessment means that the evaluation of a rock cut also includes the consequences of a possible rock fall. To make this inspection more efficient the system contains three investigation levels: Inventory, preliminary screening and detail rating. All the rock cuts along a highway section are registered from a vehicle. Generated during the passage is a name according to a naming system, photography of the rock cut and a map for the presentation of data. At the preliminary screening the rock cuts are divided in three groups. Rock cuts which do not need to be inspected in a foreseeable future, rock cuts which need to be included in a recurring inspection routine, rock cuts which need to be treated. The rock cuts that need treatment are classified in the detailed rating based on a Canadian system named RHRON. This rating includes proposing a treatment and also making an economic estimate of this treatment. Subsequently a thorough analysis is made of the stability and the consequences a rock fall would have on the current road geometry and traffic situation. The rating system is presented on an overall level. Focus is on the rock mechanical assessments which are the base of the rock cut rating of the stability and the experiences from the use of the system on the highways in the Stockholm region.

1 BAKGRUND - PRIORITERING VID RASRISK

Med ett proaktivt angreppssätt för underhåll av bergskärningar kan de skärningar med störst behov av underhåll åtgärdas enligt förutbestämda kriterier. I denna artikel presenteras ett nyligen framtaget riskbaserat system för underhåll av bergskärningar (RRRS). Att systemet är riskbaserat innebär att man i bedömningen av en inspekterad bergskärning även tar med konsekvenserna av ett eventuellt ras.

Bergab har tidigare på uppdrag av Banverket och Vägverket redovisat två rapporter om utvärdering av bergskärningars tillstånd (Bergab, 2002A och Bergab, 2002B). Syftet med de båda utredningarna var att ta fram ett underlag för en Inspektionshandbok för Banverkets och Vägverkets bergslänter i spår- respektive vägmiljö. I den sistnämnda utredningen gavs också förslag till fortsatt arbete fram till färdig Inspektionshandbok. Arbetet planerades att pågå under 2003. På grund av minskade anslag drevs dock projektet inte vidare.

Arbetet återupptogs senare med Vägverket Region Stockholm som huvudman. Detta resulterade i att en inspektionshandbok för grovklassning togs fram 2008 (Bergab, 2008). Handoken var tänkt att ingå i ett system för inventering och klassning av bergslänter längs vägar, RRRS (RasRiskRankningsSystem).

År 2009 fortsatte Bergab och Geosigma, på uppdrag av Vägverket, att i ett gemensamt projekt använda systemet för inventering och grovklassning av större vägar i Stockholms län. Samtidigt vidareutvecklades ett detaljklassningssystem som testades på skärningar med behov av underhållsåtgärder. Detta detaljklassningssystem presenteras nedan.

Eftersom ett statistiskt underlag som kan användas för att beräkna sannolikheter för ras i slänter sällan förekommer har detta och liknande system framtagna i Nordamerika använt ett slags poängsystem, dvs en kvalitativ riskanalysmetod.

Kostnad-nytta-analys kan användas vid värdering av risker. Detta innebär i korta drag att sambandet mellan kostnaden för en åtgärd och dess nytta, i form av minskning av en viss risk, jämförs. Förhållandet mellan kostnad och nytta är som störst då riskerna är som störst, och nyttan minskar sedan så småningom ju mindre risken är. Vid en viss optimal risk överstiger kostnaderna för riskminskningen nyttan av åtgärderna. När de effektivaste åtgärderna är identifierade fattas beslut om vilka som skall genomföras. En optimering av riskreduktionen behöver inte innebära att de bergskärningar som har störst risk faller ut som de som skall åtgärdas då åtgärderna kan vara mycket kostbara. En sådan prioritering kan vara svår att acceptera för allmänheten. En optimering kan också leda till att närliggande objekt inte åtgärdas trots att detta borde vara försvarbart med tanke på etableringskostnader.

För att komma tillrätta med dessa problem kan en viss del av en budget avsättas för de objekten som har störst risk och en viss del till objekt som ligger nära högriskobjekt eller objekt som prioriterats ur riskreduktionssynpunkt.

De övergripande målsättningarna som formulerats vid framtagandet av detta system är :

- Systemet skall vara riskbaserat för att möjliggöra prioriteringar av underhåll
- Systemet skall fungera för fördelning av resurser både rikstäckande och regionalt
- Systemet skall kunna utgöra en dokumentation av att väghållaren eller banhållaren fullgjort sina förpliktelser avseende gällande lagstiftning för underhåll.

För att underlätta användandet av systemet har följande underordnade målsättningar formulerats:

- Systemet skall vara lätt att förstå och vara lätt att lära sig
- Den framtagna rankningspoängen skall så väl som möjligt återspegla verkliga risker
- Systemet skall på ett snabbt och kostnadseffektivt sätt kunna användas för en rikstäckande genomgång av bergskärningar längs vägar och järnvägar

För den detaljerade klassningen har ytterligare delmålsättningar satts upp som redovisas i avsnitt 3.3.

2 RASRISK OCH KLASSNINGSSYSTEM I ANDRA LÄNDER

För att dra nytta av de praktiska erfarenheter som gjorts med utvecklingsarbetet av liknande system i andra länder har de riskbaserade system som fått mest spridning studerats. De två riskbaserade system som RRRS baseras på är dels det amerikanska RHRS och dels det Kanadensiska RHRON. Dessa beskrivs mer detaljerat nedan.

2.1 RHRS – Rockfall Hazard Rating System

RHRS är framtaget av Oregon State Highway Division i USA för planering och underhåll av bergskärningar (Pierson et al. 1990). Systemet innehåller en sexstegsprocess med följande moment:

1. Inventering av bergskärningar - Skapande av geografisk databas med potentiella raslokaler
2. Preliminär klassning – Grov indelning av lokaler i tre klasser, A-, B- och C-skärningar. Betydelsen av A-, B- och C-skärningar följer av punkt 3.
3. Detaljerad klassning där samtliga A skärningar rangordnas från den minst riskfyllda till den mest riskfyllda. Om ekonomiska medel finns klassas även B-skärningar. C-skärningar klassas inte.
4. Preliminär design och kostnadsuppskattning av åtgärder. Åtgärder förs in i databasen
5. Identifiering av underhållsprojekt. Konstruktioner fastställs
6. Årlig genomgång och uppdatering av databasen

Systemet har fått stor spridning i USA och används i olika former i mer än 10 olika stater. Även i Italien används en modifierad version av RHRS. Den preliminära klassningen sker samtidigt som inventeringsfasen och innebär att en uppskattad risk för ras (hög, medel eller låg) jämförs med de historiska rasen på platsen. Vid bedömningen av risken uppskattas storleken på rasblocken, mängd och dikeseffekten (uppsamlade fälla) utan kvantitativa normer. I den detaljerade klassningen värderas parametrarna slänthöjd, dikeseffekt, fordonsrisk, siktsträcka, vägbredd, bergstabilitet (värderas utifrån 2 typfall, ett för strukturella brott i sprickplan och ett för differentierad vittring),

blockstorlek, klimat (inklusive nederbörd) och historiska ras. Bergstabiliteten värderas utifrån sprickors kontinuitet, sprickplanens orientering (gynnsam eller ogynnsam), sprickornas råhet och eventuell lerfyllnad.

De relativt få ingående parametrarna gör systemet snabbt och enkelt att förstå. Den logaritmiska skalan kan innebära problem med både okänsliga värderingar och dominans av enstaka parametrar. Det mycket förenklade sättet att bedöma bergstabilitet (subjektiva bedömningar) kan också innebära att denna parameter inte blir representativ för de faktiska förhållandena och att det blir svårt att jämföra olika inspektörers utvärderingar.

2.2 RHRON – Ontario Rockfall Hazard Rating System

RHRON (Franklin och Senior, 1997) bygger på RHRS och har modifierats för att anpassas till de förhållanden som råder i Ontario i Kanada (ca 21000 km väg med skärningar genom mestadels prekambrikt kristallint berg). I den detaljerade klassningen har antalet parametrar utökats till 20 stycken. Systemet känns ändå logiskt och lättarbetat eftersom det delats upp i fyra delar som utgår ifrån riskvärderingsprocessen. Dessa fyra delar återfinns även i den förenklade grovklassningen. Riskvärderingen sker alltså i båda fallen genom att svara på följande fyra frågor:

1. Hur mycket berg kan rasa? (Magnitude)
2. Hur snart kommer detta att rasa, eller hur stor sannolikhet är det att det rasar? (Instability)
3. Hur stor är sannolikheten att berget hamnar på vägen och hur stor del av vägen blir blockerad? (Reach)
4. Hur allvarliga blir konsekvenserna av ett ras som hamnar på vägen? (Consequences)

I RHRON värderas svaren på de fyra frågorna i en 10 gradig skala (0 till 9) där 0 är bra och 9 är dåligt. Risktalet tas sedan fram genom att göra en medelvärdesbildning av de fyra värdena. Även i RHRON sker en uppdelning i A-, B- och C-skärningar utifrån den inledande grovklassningen. I bedömningen av fråga 3 görs i grovklassningen av RHRON en medelvärdesbildning av dikeseffekten och en parameter som anger lutningen av en tänkt linje från vägbanan till den högsta delen av skärningen där ett ras kan tänkas ske (benämns krönvinkeln). Krönvinkeln ingår även, tillsammans med det framtagna risktalet, i en komplicerad bedömning (ur ett diagram) av om skärningen blir en A-, B- eller C-skärning.

I den detaljerade klassningen bedöms bergets stabilitet vid besvarandet av fråga två. Tre olika scheman används beroende på vilken brottstyp som föreligger för den aktuella skärningen. Olika bedömningsparametrar beaktas beroende på om skärningen anses vara en glidbrottskärning, ett rösigt berg (utan tydliga glidytor där brott förmodas ske) eller ett vittrat berg (jämför RHRS två olika scheman). För glidbrott bedöms historia, blockstorlek, grundvattenyta, sprickorientering/utbredning, ytstabilitet och skjuvhållfasthet. För rösigt berg bedöms historia, blockstorlek, grundvattenyta,

sprickorientering/utbredning, ytstabilitet och ytstruktur. För vittrat berg bedöms historia, blockstorlek, grundvattenyta, ytstruktur, tryckhållfasthet och vittringsbenägenhet.

3 RASRISKRANKNING MED RRRS

De övergripande målsättningarna som formulerats för systemet har formulerats i kapitel 1. För att uppnå dessa målsättningar har systemet konstruerats med en inventeringsdel, en grovklassningsdel och en detaljklassningsdel.

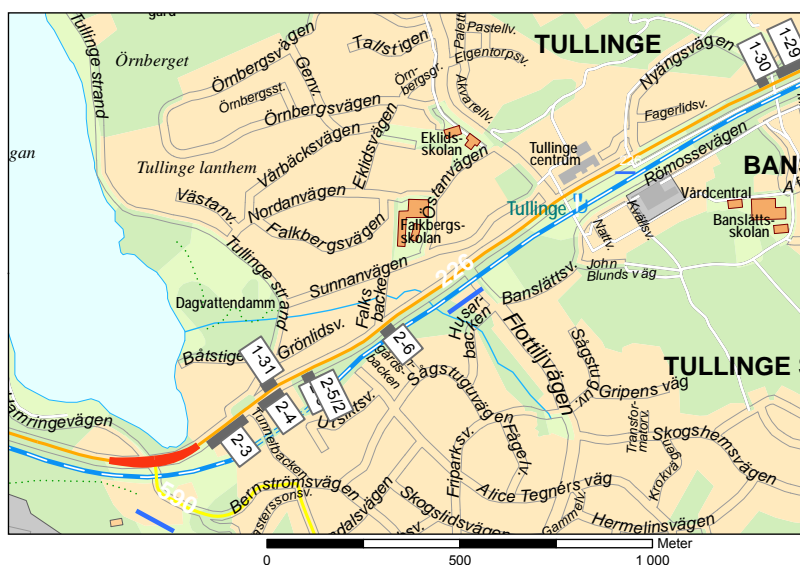
3.1 Inventering

Inventeringen av bergskärningar innebär att ett underlagsmaterial för det fortsatta arbetet tas fram. För vägnätet görs inventeringen med en specialutrustad bil. Syftet med en mobil inventering är att få ett aktuellt material som kan användas till generering av kartunderlag, generering av identifikationskod för skärningar, bildokumentation av skärningar och planering av trafikskydd i samband med klassning. För identifiering av lokaler med bergskärningar som skall registreras i databaser används speciellt utvecklad programvara och utrustning för mobil inventering. Utrustningen inkluderar videoutrustning och längd- och positioneringssystem. Digitalt kartmaterial genereras automatiskt i samband med den mobila inventeringen.



Figur 1 Specialutrustad bil med 1) Framåtriktad filmkamera 2) Sidoriktad kamera för fotografering av bergskärning och 3)måthjul för kontinuerlig längdmätning. . I bilen finns även monterat GPS som är kopplad till dator och loggerutrustning. *Vehicle equipped for surveying road cuts.*

Det genererade underlaget kan enkelt bearbetas för att presenteras i ett ArcGis system. Efter inventering presenteras bergskärningarna grafiskt som grå markeringar längs med vägsträckningen. Det grå strecket markerar bergskärningens start och slutpunkt. I anslutning till bergskärningsmarkeringen finns den genererade id-koden redovisad på kartan (se Figur 2).



Figur 2 Exempel på GIS-karta för presentation av utförd inventering. Skärning 2-5/2 är en komplettering av skärningsdatabasen efter utförd grovklassning. *GIS map for presentation of rock cut survey.*

Kartan exporteras från GIS-applikationen till ett format som går att presentera i en handdator. Handdatorn används för att göra grovklassningen i fält (se avsnitt 3.2)

I ett senare skede används samma kartor för att presentera de utförda grovklassningarna och detaljerade klassningarna. En färgmarkering (rött, gult eller grönt) kan då markera skärningens klass (se avsnitt 3.2).

3.2 Grovklassning

Grovklassningen i RRRS består av fyra delar som tar sin utgångspunkt i riskhanteringsprocessen. En klassning resulterar således i ett risktal som används för att dela in skärningarna i A-, B- och C-skärningar enligt samma modell som för RHRIS och RHRON. A-skärningar definieras som skärningar som behöver åtgärdas inom en snar framtid och därför måste detaljklassas. B-skärningar definieras som skärningar som ej behöver åtgärdas innan nästa återkommande inspektionstillfälle men bör ombesiktigas enligt gällande inspektionsrutin. C-skärningar behöver ej besiktigas inom en överskådlig framtid.

I RRRS räknas risktalet ut som produkten av fyra faktorer som beskriver:

- Mängden löst berg (F1)
- Bergkvalitet (rasrisk, F2)
- Risken att bergras når vägbanan (F3)
- Konsekvenserna då ett bergras når vägbanan (F4)

Eftersom risktalet är en produkt av fyra faktorer och inte en summa som i RHRON har en viss justering av bedömningskalan för parametrarna gjorts. Den valda konstruktionen innebär att risktalet blir noll om en av riskparametrarna är noll. Om t.ex. en skärning är låg och ligger väldigt långt från vägen kan inte ett ras nå vägbanan och

utgör därför ingen risk oavsett hur tungt trafikerad vägen är och oavsett hur stort bergraset är.

Precis som i RHRON beräknas risken för att ett ras når vägbanan ut med hjälp av krönvinkeln och dikeseffekten. Krönvinkeln ingår däremot inte som en separat parameter för att avgöra bergskärningarnas klass.

För en mer detaljerad redovisning av grovklassningen i RRRS hänvisas till Bergabs rapport Rasriskrankningssystemet RRRS - Inspektionshandbok för bergskärningar, Bergab 2008.

3.3 Detaljklassning

Den detaljerade klassningen i RRRS följer i princip upplägget för RHRON men har anpassats för att följa konstruktionen av riskvärderingen i grovklassningsdelen. I den detaljerade klassningen ingår även en kostnadsbedömning och en värdering av nyttan av en åtgärd.

I RRRS har en viktning av parametrarna för bergstabilitet mer likt Romanas förslag införts (Romana, M, 1985). Detta innebär att spricksetens orientering och deras inverkan på rasrisken bedöms på ett mer detaljerat sätt. I detaljklassningen av bergkvalitet fanns ursprungligen en korrektion för klimatförhållanden och växtlighet. Denna togs senare bort då den ansågs vara alltför svårbedömd. För den lokala användningen av systemet i Stockholms län skulle användandet av klimatfaktorn inte innebära någon differentiering av rasrisken. Detaljklassningsdelen är fortfarande under utveckling.

De övergripande målsättningarna som satts upp för rasriskrankningssystemet RRRS har även beaktats vid integreringen av detaljklassningsdelen. Det har även varit viktigt att detaljklassningsmomentet harmoniserar med övriga delar i systemet. Följande delmål har därför formulerats:

- Metoden för den detaljerade klassningen skall överensstämja med metoden för grovklassningen med avseende på klassningsgränser och principiell uppbyggnad av riskberäkning (se kap 5.2 i Bergab, 2008)
- Faktorn F2 skall återspegla en sannolikhet för att ett ras sker.
- Endast objektiva och lätt framtagbara beskrivande parametrar används

Uppdelningen av en bergskärningsenhet i mindre segment sker m.a.p. typ av stabilitetsproblem. Segmentet skall ha en jämn fördelning av rasrisk. Endast delar med slänthöjd, dikesförhållanden, riskförhållanden i samma storleksordning och brottmekanismer av samma typ bör ingå i ett segment.

Efter att skärningens förhållanden undersökts för respektive segment görs en bedömning av det mest kostnadseffektiva, permanenta åtgärds paketet för hela skärningen. Åtgärderna är uppdelade i klasser m.a.p. den faktor i riskbedömningen som minskas av åtgärden. Således kan F1 minskas genom att t.ex. skärningen skrotas. F2 kan minskas t.ex. genom att sätta bult. F3 kan minskas genom att förbättra diket eller sätta

upp skyddsbarriärer och F4 kan minskas genom att installera varningssystem, hastighetsbegränsningar eller liknande.

Vid varje åtgärdsförslag noteras mängderna för varje åtgärd för respektive segment. Med aktuella à-priser räknas sedan nettokostnaden för ett förslag ut. Prissättningen ger en bild av hur dyr en åtgärd är och används för att ta fram ett rankingstal. Rankingstalet används i sin tur för att bedöma kostnadsnyttan (riskreduktion/kostnadsnivå).

Själva klassningen av skärningen sker med hjälp av menysystem i en handdatorapplikation (se avsnitt 4).

För parametern som beskriver mängden löst berg (F1) sker en medelvärdesbildning av R2 (rankingstal som avspeglar mängden löst berg i det farligaste raset), R3 (rankingstal som avspeglar totala mängden löst berg) och R12 (rankingstal som beskriver skärningens höjd). Beräkningarna sker för det segment som bedöms som farligast.

För den andra parametern (F2), som beskriver bergets kvalitet, beror valet av beräkningsalgoritm och ingående parametrar av den brottsmekanism som bedöms som farligast. De tre olika bergstyperna som bedöms är rösig berg, berg med tydliga glidytor och vittrat berg. De parametrar som bedöms för respektive bergstyp presenteras i avsnitt 3.4.

För parametern som beskriver risken för att raset når vägbanan (F3) bedöms R4 (rankingstal som beskriver bergets oregelbundenhet), R13 (rankingstal som beskriver krönvinkelns inverkan), R15 (rankingstal som beskriver hur mycket av raset som tas omhand av diket) och R16 (rankingstal som beskriver hur stor del av vägbanan som skulle bli blockerad vid ett ras).

För konsekvenserna då ett bergras når vägbanan (F4) tas medelvärdet av R17 (rankingstal som beskriver fordonsrisken), R18 (rankingstal som beskriver siktsträckan) och R19 (rankingstal som beskriver vägbredden).

3.4 Anpassning till olika förhållanden

För rösig berg bedöms R1 (historiska ras), R9 (blockstorlek), R11 (grundvattennivån), R4 (bergytans oregelbundenhet), R5 (hur löst berget sitter) och R6 (sprickorientering och sprickornas uthållighet). För glidbrott byts R4 ut mot R8 (rankingstal som beskriver inverkan av sprickornas friktionsvinkel). Friktionsvinkeln bestäms mer eller mindre noggrant beroende på om sprickplanens orientering är ogynnsam eller inte samt om sprickorna är fyllda med t.ex. ett lermineral. För erosion byts R5 och R6 ut mot R7 (enaxiell tryckhållfasthet) och R10 (Rankningstal som beskriver vittringsbenägenhet).

Grundvattennivåns inverkan är svårbedömd eftersom det kan vara svårt att avgöra vad som är grundvatten och vad som är ytvatten i en skärning. Grundvattenytan har därför i de flesta fall givits ett rankingstal i mitten på skalan för att inte påverka det totala rankingstalet för mycket.

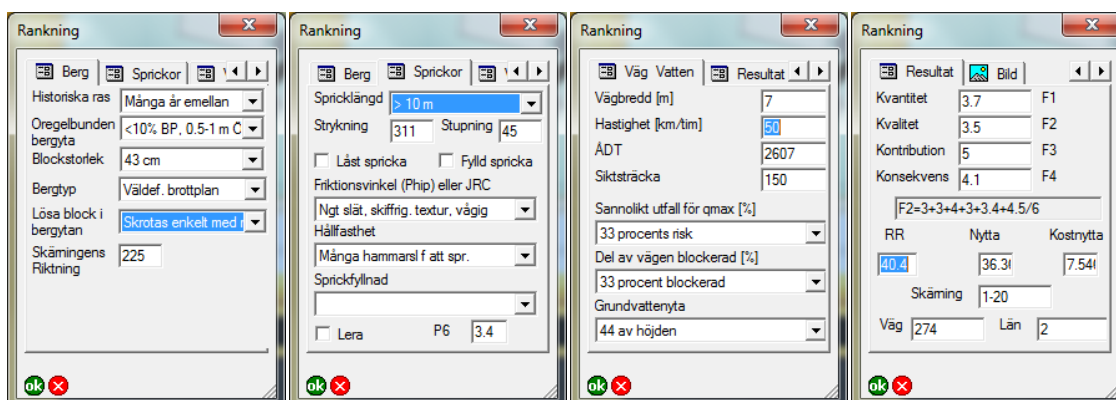
4 TEKNISKA HJÄLPMEDEL

Vid både grov och detaljklassning används fältmässig handdator med GPS, kamera och blåtand. Blåtanden används för att kommunicera med ett laseravståndsinstrument. Laseravståndsinstrumentet innehåller även digital inclinometer och digital kompass.



Figur 3 Till vänster en handdator med specialanpassad applikation för grov och detaljklassning och till höger ett laseravståndsinstrument. *To the left a rugged handheld computer with specially developed software for preliminary and detailed rating and to the right a laser rangefinder.*

Med laseravståndsinstrumentet kan slänthöjd, slänthlutning och krönvinkel räknas fram från en uppställning och två knapptryckningar. Digitala data överförs automatiskt till applikationen i handdatorn. Instrumentet kan även användas för att bedöma siktsträcka och sprickplanens strykning och stupning (se Figur 3). I underlagskartan finns data från vägdatatabasen som automatiskt hämtar information om vägbredd, ÅDT och gällande hastighetsbegränsningar med hjälp av positionsangivelser från GPS:en. GPS:en ger även en koppling för de fotografier som tas så att respektive fotos läge säkras. Det specialgjorda menysystemet gör inte bara datainsamlingen snabbare utan innebär även kvalitetssäkring av data. Eftersom samtliga uträkningar sker direkt i fält kan resultatet kontrolleras och eventuella fel korrigeras direkt vid lokalen.



Figur 4 Menysystem för insamling av data i handdator. *PDA menu tabs for collecting field data.*

5 UTFÖRD INVENTERING OCH KLASSNING

Totalt 54 vägavsnitt på 47 olika vägar har inventerats. Av dessa vägavsnitt var 8 kommunala och har inte ingått i de efterföljande undersökningarna. Fem vägar var europavägar med motorvägsstandard och resterande 2 eller 3-siffriga länsvägar (<500). Vägstandarden på dessa vägar har varierat. De äldsta vägarna har haft liten vägbredd och, i bästa fall, diken som emellertid endast dimensionerats för att leda bort ytvatten och inte för att hindra eventuella nedfallande block eller stenar från att komma ut på körbanan. Antalet fordon per dygn (ÅDT) har varierat från ca 160 000 på den 12,6 m breda Essingeleden ned till ca 1200 på den 6 m breda väg 274 (Värmdö).

Totalt har ca 202 mil väg inventerats och ca 1900 bergskärningar identifierats. Av dessa var 1697 bergskärningar på statliga vägar och 1300 av dessa har hittills klassats. Bergskärningarna är uteslutande utförda i prekambrisk bergarter och vanligtvis gnejs eller granit.

Av de skärningar som klassats befanns 85 vara i behov av åtgärder (A-skärningar). Antalet skärningar som bör besiktigas vid nästa inspektionstillfälle var 323 (B-skärningar). Resterande skärningar (892) bedömdes inte behöva inspekteras inom överskådlig framtid (C-skärningar). Av de skärningar som C-klassades klassades hela 581 st. direkt från bilen pga. låg krönvinkel.

De detaljklassningar som utfördes tog i medeltal något mindre än en halvtimme. Detta inkluderar inte transport mellan skärningarna. Detaljklassningarna stämde överlag bra överens med den grovklassning som gjorts. I något fall befanns grovklassningen ha övervärderat riskerna. Vissa av dessa skärningar nedklassades då till B-skärningar utan att något åtgärdsförslag togs fram vid detaljklassningen.

Grovklassningen kunde utföras så att ca 40 skärningar hanns med på en dag. Med ett ungefärligt medelvärde av 225 m² (uppskattat från mätningar av högsta höjd och skärningslängd) kan ca 9000 m² bergskärningsyta per dag avverkas.

6 SLUTSATS

En detaljerad instruktion för hur de olika parametrarna som bedöms vid detaljklassning skall värderas bör tas fram. Detta skulle säkerställa en mer objektiv bedömning av A-skärningarna oberoende av besiktningsman. Om jämförelser mellan olika delar av landet skall göras bör systemet testas på flera geografiskt skilda platser. Systemet är relativt lättarbetat och ger god överensstämmelse med traditionella bedömningar av bergskärningar.

7 REFERENSER

Bergab, 2008, Rasriskrankningssystemet RRRS - Inspektionshandbok för bergskärningar, Grovklassning slutrapport. 2008-03-05.

Bergab, 2002A, Utvärdering av bergskärningars tillstånd – Utredning av kunskapsläget. 2002-10-21.

Bergab 2002B, Utvärdering av bergskärningars tillstånd – Del 2, Erfarenheter från befintliga system. 2002-12-18.

Bunce, C. M., Cruden, D. M. and Morgenstern, N. R., Assessment of hazard from rock on a highway. *Can Geotech. J.* 34:344-356 (1997).

Canadien Pacific Railway, TP 13928E, Railway Rockfall Electromagnetic Field Disturbance, Sensing System Development and Test Results, Oktober 2002.

Franklin och Senior, 1997, The Ontario rockfall hazard rating system. *Engineering Geology and the Environment*.

Hoek, E, 2000. *Rock Engineering*, Course notes by Evert Hoek, 2000.

Pierson et al. 1993. *Rockfall Hazard Rating System. Participant's manual*. Publ FHWA SA-93-057, US Dept of Transportation, Federal Highway Administration.

Romana, M, 1985. New adjustment rating for application of Bieniawski classification to slopes. *International Symposium on the Role of Rock Mechanics, Zacatecas, ISRM*. pp 49-53.

BERGTUNNEL UTAN BERGTÄCKNING

Rock tunnel without rock cover

Jonas Paulsson, Sweco

Helen Andersson, De Neef

Roland Ekenberg, Nitro Consult

Peter Borchardt, Borchardt Infosystem

Thomas Dalmalm, Vägverket

Sammanfattning

Arbetet med att bygga totalt 9 km bergtunnel i Norra länken är i full gång. En av utmaningarna var att passera det område utan bergtäckning som ligger söder om det gamla läget för Universitetets pendeltågstation. Bergtäckningen går ner och jord skär in i tunneltaket för en av bergtunnlarna – ”Yxhugget”. För att kunna passera detta kritiska avsnitt i tunnelsystemet togs särskild hänsyn till potentiella svårigheter, både under projektering och vid optimering av konstruktionen inför och under själva drivningen.

Förstärkningen omfattade injekteringsbara stag som spilingskärm, gitterbågar som upp- och nedlag och omedelbar lastupptagning, samt konventionell förstärkning med fiberarmerad sprutbetong. Drivningsprocessen bestod av sonderingsborrning, borrning av stag kombinerat med förinjektering, successivt berguttag med sprutbetongförstärkning i korta etapper, samt montering av gitterbågar. Genomslaget till ovanförliggande jordlager visade sig vara ca 40 m². Drivningen utfördes med ett lyckat resultat och tunneln är idag temporärförstärkt i väntan på en permanent betongkonstruktion.

Abstract

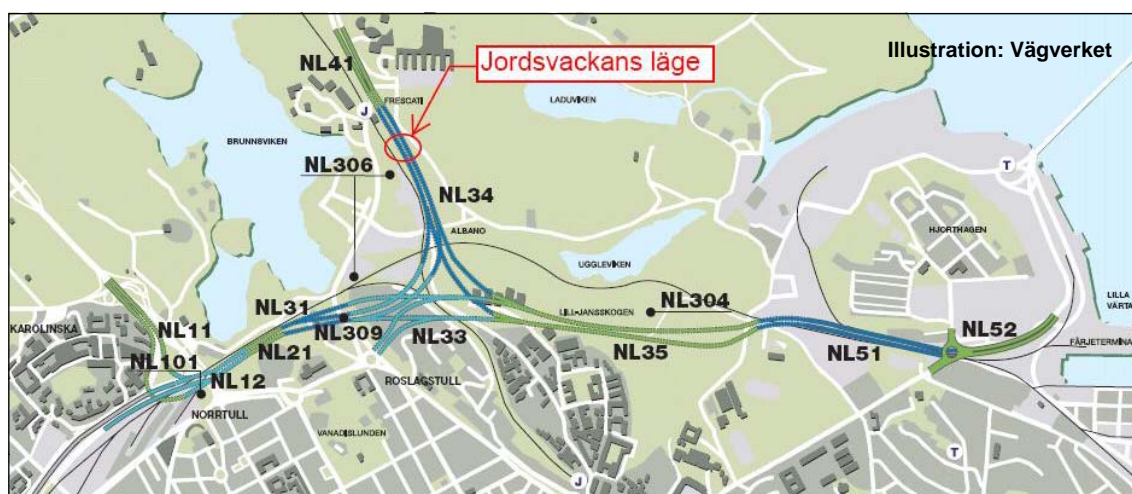
The excavation of the in total 9 km long rock tunnels in the Northern link project is ongoing. One challenge was a stretch, just south of the former location of the train station “Universitetet”, with no rock cover, i.e. with soil within the profile of the rock tunnel – ”Yxhugget”. To be able to excavate the tunnel past this critical part, special attention was placed on potential difficulties, both in the planning phase of the project and in the optimization of the construction before and during the excavation process.

The reinforcement work included injection anchors installed as spiling, lattice girders as support and to resist direct load from the soil and rock above, as well as conventional rock reinforcement with sprayed concrete. The excavation process comprised of drilling of surveying holes, drilling and grouting of anchors, short excavation steps with sprayed concrete applied gradually and installation of lattice girders. The soil area in the roof was approximately 40 m². The excavation was completed with a successful result and the tunnel is now temporary reinforced, awaiting the permanent concrete construction.

1 Inledning

I dagsläget har ca 90% av Norra länkens bergtunnlar tagits ut. Projektet har stått inför många olika utmaningar, alltifrån det dagliga arbetet med att spränga ut tunnlar med spännvidder på mellan 3,5 och 31 m till de 6 passagerna av Tunnelbanans röda linje. En av de största utmaningarna var passagen av en jordsvacka i Nationalstadsparken söder om gamla läget för Universitetets pendeltågstation. På en ca 7 m sträcka saknades bergtäckning i sin helhet eller på en del av tunnelsektionen. Tunneln var på den aktuella sträckan ca 15 m bred och överlgrades av en tät bottenmorän.

Det aktuella området ligger i ramptunnel 414 på ca 0/815-0/800 inom entreprenaden NL 34. Projekteringen utfördes av Sweco med underkonsulter – Borchardt Infosystem, Geoteknisk Spetsteknik och Nitro Consult – och entreprenaden drivs av Veidekke.



Figur 1. Översiktsbild över Norra länken-projektet, med markering av området utan bergtäckning
Figure 1. Overview of the Northern Link project, with the area without rock cover marked out

När Norra länken stoppades 1997 fanns färdiga bygghandlingar framtagna. Yxhugget, som den jordsvacka som skär in i tunneltaket på en av bergtunnlarna kallas, upptäcktes genom kompletterande undersökningar vid den omprojektering som utfördes av Sweco 2005. Avsaknaden av bergtäckning kom som en överraskning och ett omfattande arbete påbörjades för att bestämma en lämplig metod för att passera det aktuella området.

I normala fall skulle frysning från markytan ha varit det naturliga valet av metod. Vid Norra länken var det inte möjligt eftersom inga markstörande arbeten fick göras inom Nationalstadsparken. Frysning från tunneln, som i Hallandsås, bedömdes inte som en lämplig metod p.g.a. för stor tidsåtgång och platsbehov. Hur skulle passagen då lösas?

Denna artikel behandlar beräkningsprinciperna för den förstärkning som användes för att tillgodose kraven på en säker temporärkonstruktion, samt den drivningsprocess som krävdes för att kunna passera den aktuella sträckan.

2 Projektering

2.1 Geologiska och hydrogeologiska förhållanden

Efter upptäckten av den obefintliga bergtäckningen startade ett omfattande program för att undersöka jordlagret och bergets beskaffenheter. Det konstaterades efter geoteknisk provtagning och propumpning att jordlagret närmast berget bestod av en finkornig tät bottenmorän, vilken troligen inte var vattenförande. Just vattenföringen bedömdes som kritisk eftersom inrinnande jord i tunneln hade varit svår att kontrollera och åtgärda.



Foto: Jonas Paulsson

Figur 2. Bergmassan och inträngning av morän i tunnelns hjässa
Figure 2. Rock mass and intrusion of moraine in the roof of the tunnel

Bergmassan i det aktuella området består främst av medel till grovkornig röd granit med inslag av gnejs. Bergmassans omvandlingsgrad visade sig vara kraftig mellan 0/806-0/796, vilket motsvarar den sprickzon som tvärrar tunneln. Zonen återfinns i det angränsade tunnelröret ramptunnel 413. Sprickfrekvensen i området var generellt hög och det fanns bland annat rikligt med lera och klorit i sprickorna.

Vid undersökningarna fastslogs att i det aktuella området överlagras berget mestadels av friktionsmaterial med ca 16 m mäktighet. Berget bedömdes vara mycket uppsprucket i zonen kring tunneltaket. Grundvattennivån låg på nivå ± 0 , vilket motsvarar ca 8-9 m ovanför tunneltaket.

2.2 Projekteringsförutsättningar och parametrar

Tunnelarean är ca 130 m² (B ~ 15 m och H ~ 9 m). Berget antogs vara mycket uppsprucket och av dålig kvalitet. Ovanliggande friktionsmaterial antogs ha en medelfast till fast lagring med lite kohesion med följande parametrar; $\phi = 35^\circ$ och $c = 5$ kPa.

Hållfastparametrarna för det sönderkrossade berget antogs motsvara en tektonisk skjuvzon med $c = 100$ kPa och $\phi = 40^\circ$. Stabiliteten av tunnelfronten kontrollerades med ovan nämnda antaganden. Beräkningen av tunnelns förstärkning i tvärled utfördes med full last för hela överlagringshöjden (ca 16 m) och en överlast av 15 kPa.

Inga dragspänningar kan överföras via sprickorna i berget. Detta innebär att sprickorna vidgas vid framdrift och att det sker en uppluckring av berget samt friktionsmaterialet

vid tunneltaket. Därför valdes för beräkningen av moment och normalkrafter för tunnelförstärkningen en bäddmodul baserad på bergets/friktionsmaterialets elasticitetsmodul som är 20 MPa. Det antogs ingen bäddning vid tunneltaket.

Förhållandet K_0 mellan vertikalt och horisontellt jord- respektive bergtryck kan endast bestämmas med grov noggrannhet. En parameterstudie visar att momentet i tunneltaket ändras en del m.a.p. K_0 , medan ringkrafterna ändras ganska lite. $K_0 = 0.5$ användes här.

2.3 Tunnelförstärkning med spiling, gitterbågar och fiberarmerad sprutbetong

Att driva tunnlar i dåligt berg eller jord utförs enligt den s.k. sprutbetongmetoden (eller NATM), där tunnelns förstärkning vid framdrift utgörs av ett relativt sett tunt skal av sprutbetong med bågar samt förankringar. Filosofin för dimensionering av sådana tunnskaliga förstärkningar är baserade på teoretiska modeller som försöker återge förstärkningskonstruktionens uppförande i verkligheten under tunneldrivningen.

Jordens respektive bergets egenskaper, samt tunnelns djupläge och geometri, påverkar lasterna på konstruktionen, men tunnelförstärkningens bärförmåga bestäms även genom valvbildning i den omgivande undergrunden.

Själva beräkningsmetoden och dess noggrannhet är inte avgörande. Utslagsgivande är tolkningen och antaganden av bergets respektive jordens hållfasthetsparametrar längs tunnelsträckan. Det är mycket nyttigt att analysera variationen av parametrarna med hjälp av enkla beräkningsmetoder innan verifiering utförs med t.ex. en FEM-analys [1]. Målet med vår dimensioneringsfilosofi är att analysera följande frågeställningar:

- Hur påverkar valet av beräkningsmetod och parametrar konstruktionens snittkrafter?
- Vilken säkerhet kan förväntas vid olika kombinationer av ogynnsamma förhållanden?
- Kan tunneldrivningen genomföras på ett praktiskt, tryggt och ekonomiskt sätt?

För dimensionering av tunnelns temporära förstärkning utförs beräkningar i två separata delar, nämligen först i tunnelns tvärled och sedan i tunnelns längsled.

2.3.1 Designfilosofi för förstärkning i tunnelns tvärled

Som beräkningsmodell valdes att arbeta med delkontinuummodell med vidhäftning av sprutbetongen mot undergrunden. Därmed var det viktigt att det fanns en genomarbetad plan för tätning av friktionsmaterialet och berget ovanför tunneltaket genom injektering, om vatten hade påträffats under drivningen.

Förstärkningens snittkrafter beräknades med hjälp av diagram [2]. Dessa diagram har tagits fram baserat på resultat från analytiska och numeriska beräkningsmetoder för olika modeller och tunnelsektioner, samt geologiska förhållanden. Följande ingångsvärden gäller:

Belastningsparametrar

Det primära spänningstillståndet i jorden bestäms av tunnelns läge under markytan. Vertikal primärspänning i en homogen undergrund ger ett vertikalt jordtyck på tunneln med $p_v = \gamma * h$, medan det horisontala jordtrycket beräknas till $p_h = K_0 * p_v$. Genom omräkning av jordtrycken på tunneln till polarkoordinater [3] erhålls i korthet följande belastningsparametrar för tunneln:

$$p_{r0} = 0.5 * \gamma * [h + (h + r) * K_0] + 0.5 * p_{\delta} * (1 + K_0) \quad h = \text{avstånd tunneltak till markyta}$$

$$p_{r2} = p_{t2} = 0.5 * \gamma * [h - (h + r) * K_0] + 0.5 * p_{\delta} * (1 - K_0) \quad r = \text{tunnelns radie}$$

$$\gamma = \text{jordens densitet}$$

$$K_0 = \text{jordtryckskonstant}$$

Belastningsandelen för böjmomentet blir $p_{b\ddot{o}j} = 2 * p_{r2} + p_{t2}$

Styvhetsparameter β

Som nästa ingångstal för användning av diagrammen beräknas styvheten av förstärkningskonstruktionen i förhållande till undergrundens bäddningsmodul enligt:

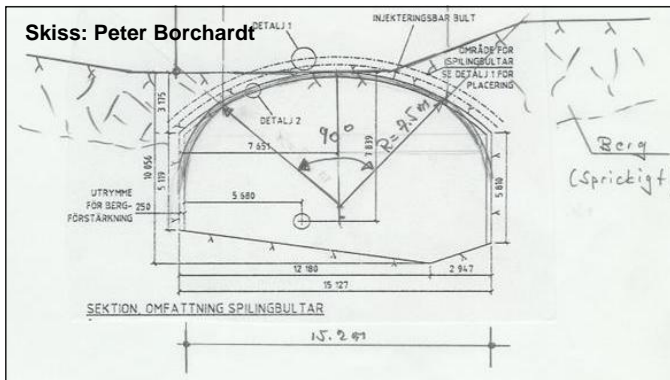
$$\beta = k_r * r^4 / E * I \quad r = \text{tunnelns radie}$$

$$k_r = E_s / r \quad \text{jordens bäddningsmodul}$$

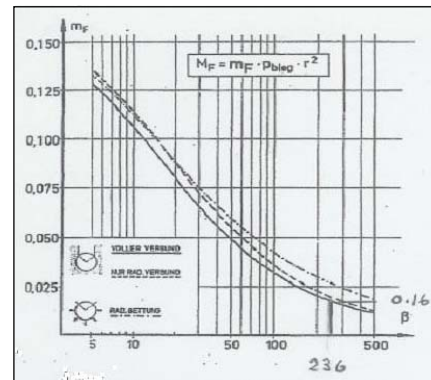
$$E_s = \text{jordens elasticitetsmodul}$$

$$E = \text{sprutbetongens elasticitetsmodul}$$

$$I = \text{tröghetsmoment av sprutbetongskal}$$



Figur 3a. Tvärsektion för Yxhugget, Norra länken NL 34
Figure 3a. Cross section for Yxhugget, Norra länken NL 34



Figur 3b. Exempel på diagram från ref. [1]
Figure 3b. Example of diagram from ref. [1]

Beräkning av normalkraft och moment

Snittkrafterna $M_{F,U,S}$ och $N_{F,90,S}$, dvs. moment och normalkraft med olika placering i tunneln (F = hjässan, U = sidorna, S = sulan, '90 se figur 3a'), samt deformationen i hjässan (w_F), beräknas med värden utlästa i diagrammen enligt sambanden nedan:

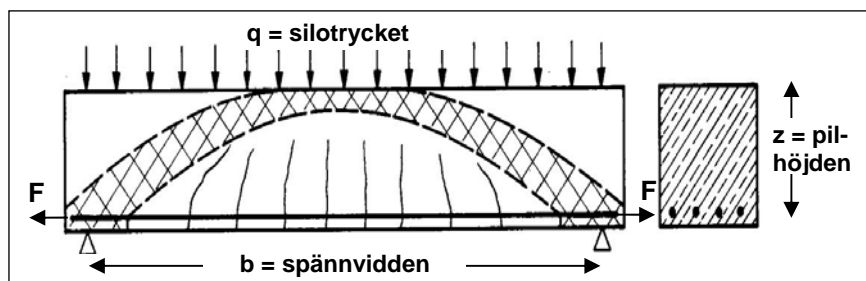
$$M_{F,U,S} = m_{F,U,S} * p_{b\ddot{o}j} * r^2$$

$$N_{F,90,S} = (-p_{r0} \pm 0.5 * p_{t2} + n_{F,90,S} * p_{b\ddot{o}j}) * r$$

$$w_F = \eta_F * p_{b\ddot{o}j} * r^4 / E * I$$

Tunnelfrontens stabilitet kan även kontrolleras genom vanlig stabilitetsberäkning för jordspikning, vilket ger en verifikation av den valda spännvidden. Enligt Prof. Lunardi [4] utbildas vid framdriften ett naturligt valv i tunnelns längsriktning (se figur 5), med en pilhöjd $z \geq$ spännvidden $b/8$ med ett dragband mellan båda upplagen. Dimensioneringen av dragbandet motsvarar således spilingbultarnas kapacitet och beräknas enligt:

$$F = q * b^2 / 8/z$$



Figur 5. Beräkningsmodell i längsled – draglast i spilingbultarna
 Figure 5. Model of calculation in length direction – tension load in spilingbolts

Bestämning av spilingsbultens erforderliga dragkraft kan även utföras i princip som en armerad ”betongbalk”, i fallet Yxhugget som en dubbelarmerad balk. Dimensioneringen utfördes med hänsyn till de stora skillnaderna mellan jordens/bergets respektive stålets E-modul. I dimensioneringen ingår undergrundens hållfasthet. Genom injektering under borrningen samt efterpressningen av injekteringsstagen ökas undergrundens hållfasthet.

3 Utförande och ändringar

3.1 Förberedelser

Innan drivningen av den aktuella sträckan påbörjades samlades beställare, entreprenör samt projektör vid ett flertal möten för att diskutera och gå igenom de olika momenten i de förberedande arbetena samt de arbeten som skulle genomföras under drivningen. Det var viktigt att ta fram ett produktionsanpassat drivningsförfarande för att få en genomförbar och säker konstruktion.

Under dessa möten beslutades bland annat om ytterligare undersökningar av det aktuella området. Efter utökade undersökningar anpassades det framtagna drivningsförfarandet. Planerad vakuumsugning, porttycksmätning samt keminjektering togs inte med eftersom bottenmoränen inte längre befarades vara vattenförande. För kompletterande information om bergmassan användes MWD-data från injekteringskärmarna istället för data från ett planerat kärnborrhål. Många injekteringshål med analyserad MWD-information var i detta fall att föredra jämfört med ett kärnborrhål.

Även drivningsriktningen ändrades, istället för att driva en pilot söderifrån genom området för att sedan strossa ut berget norrifrån beslutades att drivningen helt kunde utföras söderifrån. Denna förändring gav en mer rationell drivning med bättre arbetsmiljö, samt att tunneln skulle vara färdiginjekterad utmed hela drivningen. Tunnelarean kunde alltså tas ut i sin helhet, men då entreprenören redan hunnit driva en pilot från längdmätning 0/815 till 0/804 togs resterande berg fram till 0/804 ut med strossning.

3.2 Drivningsförfarande

Drivningsförfarandet började med att en 1,5 m lång salva borrades och sköts ut. I samband med att en salva skulle skjutas fanns det alltid fiberarmerad sprutbetong att tillgå i händelse av att området akut skulle behöva förstärkas. Efter att ett moduleringslager med sprutbetong applicerats installerades gitterbågen. Gitterbågarna installerades efter varje salva med ett inbördes avstånd på 1,5 m. För att säkerställa att gitterbågarna inte skulle röra sig under borrningen av de injekteringsbara stagen, förankrades gitterbågarna i väggen med bultar och sprutbetong före borrningen.



Figur 6. Injekteringsbara stag och gitterbågar, i nedre delen av fotot syns pilottunneln vidare
Figure 6. Injection anchors and lattice girders, the pilot tunnel ahead is seen in the lower part of the photo

De injekteringsbara stagen installerades från anfang till anfang i varannan gitterbåge, i längder från 9-25 m. Proceduren med att installera stagen började med att vartannat stag installerades. När injekteringen för dessa stag var utförd, installerades resterande spiling vid samma läge. Stagförtätning utfördes mellan de stag där jord påträffats. Efter att samtliga stag installerats, var c/c mellan stagen 400 mm där de passerade genom jord och 800 mm där de i sin helhet var borrade i berg. Om jord inte påträffats efter 9 m avbröts borrningen. Stagens maximala längd varierade beroende på ifrån vilken sektion stagen installerades. För de stag som träffade på jord fanns två längdkriterier; de fyra sista metrarna skulle vara i fast berg, men om detta inte uppnåddes borrades staget ytterligare 2 m så att 6 m av staget var placerat i jord, varefter borrningen avslutades. Ansvar för att dokumentera var jord/berg påträffades låg hos borroperatören.

Efter att stagen hade installerats försågs de i hålöppningen med en plugg med skvaller-rör för att säkerställa att injekteringsbruket skulle täcka hela staget. Till slut injekterades stagen med vct 0,5. Stoppkriterierna sattes till 1,5 MPa eller 700 liter/hål.

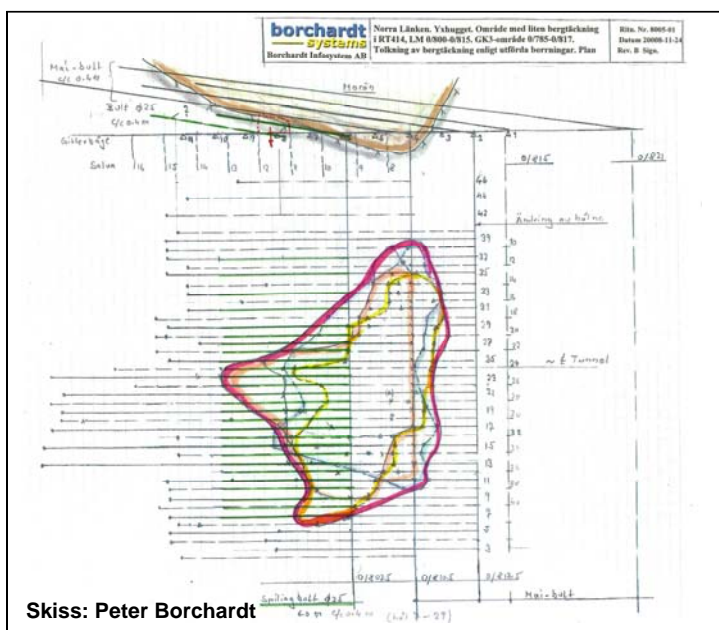
Före vidare drivning, förankrades samtliga stag i gitterbågen och förstärkningen sprutades in innan påföljande 1,5 m salva togs ut.

Utöver funktionen som spiling bidrog även injekteringsstagen som sonderingsborrning och gav en god bild över utbredningen av svackan (se figur 7). Data från stagborrningen användes bland annat för att stämma av jordsvackans form och optimera förstärkningen samt uttagsförfarandet.

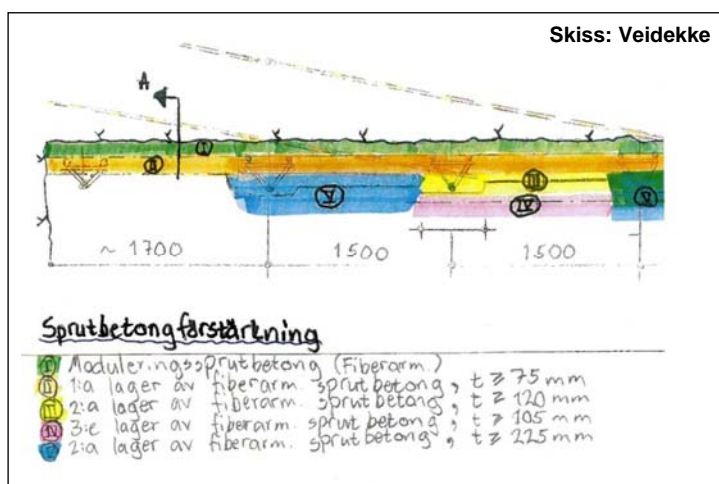
Sprutbetongen applicerades enligt en noga framtagen trappstegsprincip, se skiss i figur 8.

När drivningen passerat området där jordsvackan kommit in i tunneltaket frångicks originalkonceptet med injekteringsbara spilingstag. Istället installerades vanliga 6 m kamstål $\varnothing 25$.

Även salvdjupet frångicks delvis för att kunna få plats med ytterligare gitterbågar, samt genom detta effektivisera drivningen. Som beslutsunderlag för detta användes bland annat data från borrningen av stagen samt MWD-data.



Figur 7. Utbredning av jordsvackan, tolkad från stagborrning
Figure 7. Extension of soil in the roof, interpreted from anchor drilling



Figur 8. Trappstegsprincip för applicering av sprutbetong
Figure 8. Stepwise application of sprayed concrete

Under drivningen påträffades jorden först i pilotunneln, då ett mindre block följde med vid salvuttaget. Eftersom salvdjupet var begränsat till 1,5 m och förstärkningen utförd (både sprutbetong, injekteringsbara stag samt gitterbågen) var det inga svårigheter att driva tunneln framåt. Jorden som, i enlighet med projekteringen, visade sig bestå av en siltig-sandig bottenmorän, var stabil (se figur 9). De begränsade farhågor man haft om att en större mängd flytjord skulle rinna in i tunneln besannades aldrig. Inte heller de farhågor man haft i tidigt skede av projektet, beträffande hög vattenförekomst i jorden, besannades. För att övervaka eventuella rörelser installerades en konvergenzmättningssektion i det parti där mest jord fanns i taket. Denna visade inga oförutsedda rörelser.



Foto: Roland Ekenberg

Figur 9. Insprutade gitterbågar, spiling och inträngning av morän i tunnelns hjässa
 Figure 9. Shotcreted lattice girders, spiling and intrusion of moraine in the roof of the tunnel

4 Slutsatser

Efter ett omfattande och tidskrävande arbete med både förberedande arbeten samt utförande av det produktionsanpassade drivningsförfarandet, kunde avsnittet utan bergtäckning i NL 34 passeras med ett lyckat resultat. Så här efterhand går det att konstatera att bedömningen att bottenmoränen var tät och inte vattenförande var riktig. Den totala takarean med genomslag till jord blev till slut ca 40 m². Den valda metoden med spiling, gitterbågar och sprutbetong för att utföra drivning av tunnel under liknande förhållanden är en god lösning. Om istället bottenmoränen hade varit vattenförande hade den behövt stabiliseras, innan drivning med beskriven metod kunnat utföras.

Bland fördelarna med systemet måste nämnas att användning av gitterbågar ger en god arbetsmiljö. Monteringen av gitterbågen går snabbt och en direkt säkring för arbetande personal erhålls. Jämfört med en rörskärmsspiling är en spilingskärm av borrade och injekterade stag mer flexibel, kräver mindre riggplats och en väl utförd injektering med efterpressning genom injekteringsstagen stabiliserar jorden och ger god täthet. Metoden kan med fördel användas även i områden där det visserligen finns bergtäckning, men denna är så liten att valvverkan inte kan räknas med.

Referenser

- [1] Dr.-Ing. Signe Kirkebø. 3D-analyser. Tunnel under Akersgata, Oslo. Bergmekanikkdagen, Oslo, 2008.
- [2] H. Ahrens, Dr.-Ing. E. Lindner, Dr.- Ing. K.-H. Lux; Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den "Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)". Bautechnik 8/1982.
- [3] H. Duddeck, Zu den Berechnungsmethoden und zur Sicherheit von Tunnelbauten. Bauingenieur 1972. Heft 2.
- [4] Vortrag Friedrich Ischebeck, Summerschool Innsbruck.

ERFARENHETER FRÅN NORRA LÄNKEN - TUNNELDRIVNING MED LÅGA BERGTÄCKNINGAR

Experiences from the Norra länken – Tunnel excavation with low Rock Coverage

Thomas Dalmalm, Trafikverket

Sammanfattning

Norra länken är ett vägtunnelsystem som utgör den norra delen av ringen kring Stockholm. För att kunna bygga Norra länken var man tvungen att passera ett antal områden med låg eller begränsad bergtäckning. Ett av de mer kritiska avsnitten var passagen av tunnelbannans röda linje. Norra länkens tunnlar passerar både över och under tunnelbanan. Bergtäckningen till tunnelbanan har vid dessa passager varierade mellan 1 och 6 meter. För att klara av att passera tunnlarna samtidigt som tunnelbanetraffiken varit i full gång reducerades sprängsalvorna. Injektering och förstärkning har specialanpassats inför varje passage. Bergets rörelser har mätts med extensometrar och konvergensmättningssektioner. Bergrörelser har noterats, men de har varit mycket små. Med ett välplanerat och försiktigt arbetsutförande har framdriften av Norra länkens tunnlar kunnat fortgå utan att trafiken i Tunnelbanan behövt inskränkas.

Summary

The Norra länken is an underground road tunnel system, which forms the north part of the ring road around Stockholm. To be able to construct the Norra länken, a number of areas with low or limited rock coverage need to be crossed. One of the more critical passages was the crossing between the Norra länken tunnels and the Metro. The tunnels of Norra länken cross both over and under the Metro. The rock coverage between the Norra länken and the Metro is between 1 and 6 metres. The blasting rounds were reduced both in length and in size to be able to cross the Metro without limitations of the traffic on the Metro line. A special grout concept and rock support was designed for every intersection. The movement of the rock mass was measured with extensometers and convergence sections in the tunnels. Very small rock movements have been recorded. The excavation of the Norra länken tunnels were performed without interruptions in the Metro traffic.

1. Inledning

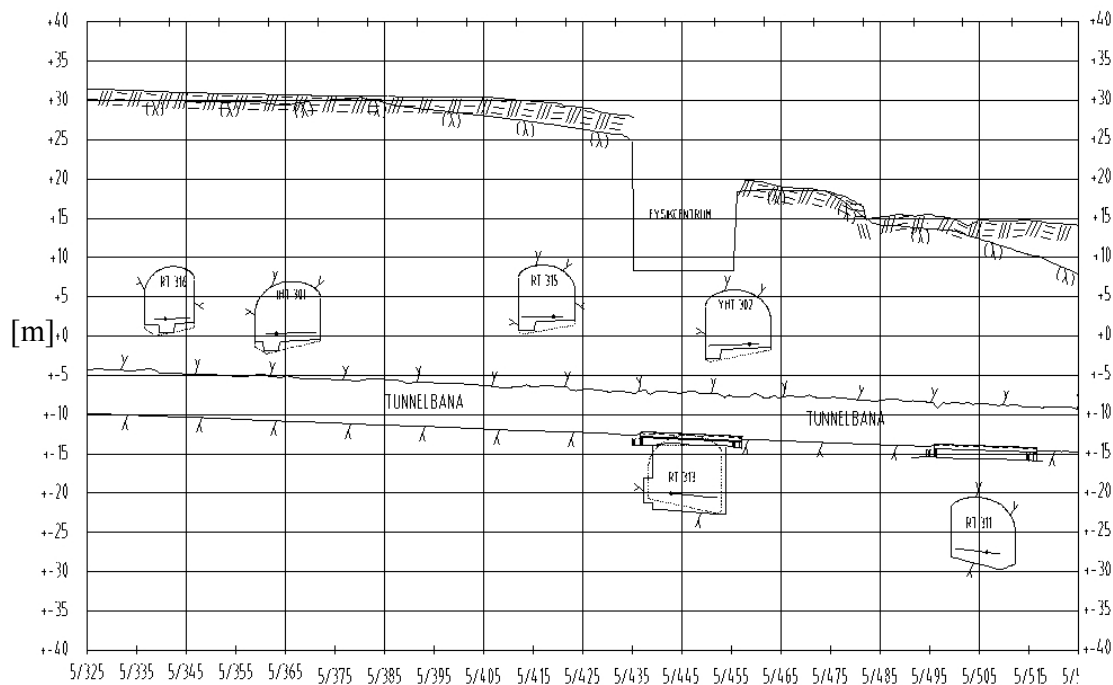
Norra länken är ett vägsystem undermark som sträcker sig från hamnområdena kring Värtan i öster till sjukhusområdet Karolinska i väster (se Figur 1). Norra länken ingår som den norra delen av ringen projekten runt Stockholm. Bygget av Norra länken kommer att pågå fram till år 2015 då invigning är planerad. Byggnadsarbetena omfattar bergtunnlar, betongtunnlar, samt trafikplatser som ansluter till befintligt vägnät. Norra länkens sträckning går mestadels under skogs- och parkområden, men vissa delar med detaljplanerad bebyggelse berörs. Bland de känsliga passagerna, förutom påslagen, kan nämnas passagen av Tunnelbanan, Värtabanen och Roslagsbanan. Utöver detta finns ett antal områden med låg bergtäckning. Det är vanligt att områden med låg bergtäckning sammanfaller med passagen av en ovanliggande järnväg. Detta då järnvägarna traditionellt byggs i lågpunkterna mellan bergkullarna för att på så sätt undvika backar på järnvägen.



Figur 1. Norra länken som en del av ringen kring Stockholm.
The Norra länken as part of the ring road around Stockholm.

2. Passage mellan Norra länkens tunnlar och Tunnelbanan

Norra länken passerar Tunnelbanans röda linje sex gånger mellan Tekniska Högskolan och Universitetet. I fyra av passagerna ligger Norra länkens tunnlar över Tunnelbanan och vid två av passagerna ligger Norra länkens tunnlar under Tunnelbanan, se Figur 2. I alla passageområden samt mellanliggande områden har kompletterande bergförstärkning utförts i Tunnelbanan i form av nätarmering och sprutbetong samt bergbult. För de fall där Norra länkens tunnlar går under Tunnelbanan har förberedande arbeten utförts i Tunnelbanan i form av temporära stålbroar för Tunnelbanans räls. Dessa kommer sedan att bytas ut mot permanenta betongbroar som gjuts i Norra länkens tunnlar för att bära ny makadam och räls i Tunnelbanan.



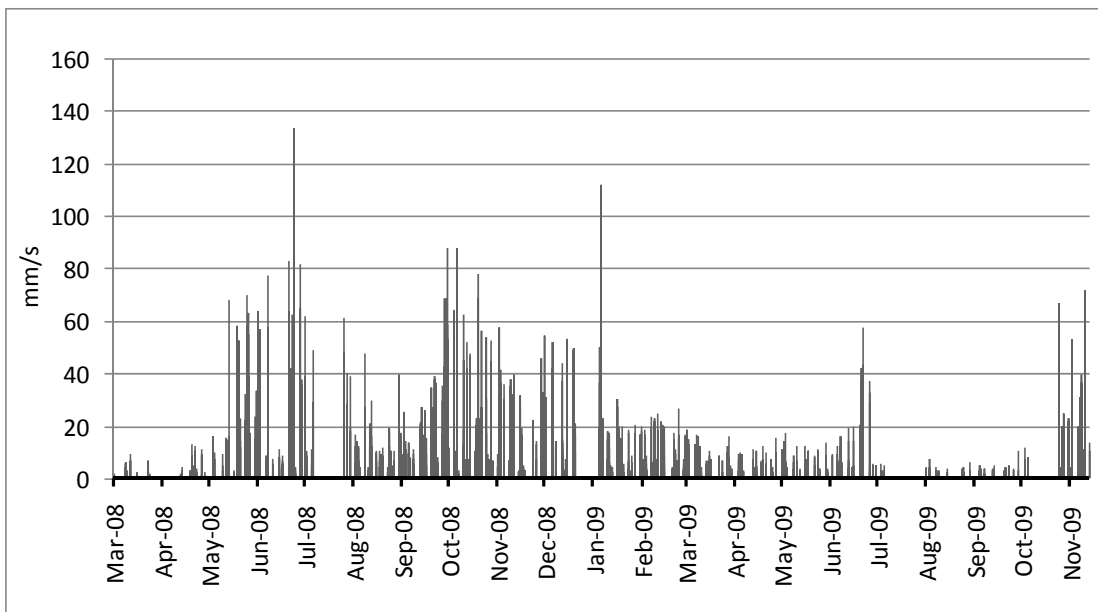
Figur 2. Sektion av korsningarna mellan Norra länkens tunnlar och Tunnelbanan.
Profile of intersection between the Metro and the Norra länken tunnels.

2.1 Förarbeten och berguttag

Passagen mellan Tunnel 302, Tunnelbanan och Fysikcentrum (se figur 2) var en extra känslig passage då avståndet till närliggande anläggningar var mycket litet både ovan och under. Bergtäckningen upp till Fysikcentrum var 4 meter och bergtäckningen ner till Tunnelbanan var 5 meter. Redan 1996 hade förberedande arbeten utförts i Tunnelbanan inför denna passage. Förförstärkningen av Tunnelbanans tak och vägg bestod i detta avsnitt av dubbla armeringsnät ($\Phi 5$ mm, delning 150 mm) som sprutats in med 160 mm tjock sprutbetong samt bultar $\Phi 22$ mm med S mått 1.0 meter i tak och 1.4 meter i vägg. Bultlängden varierades beroende på geometrin till mellan 2,4 och 4 meter.

När tunnelfronten var 50 m från Tunnelbanan och gränsvärdet beräknas överstiga 10 mm/s så kallades Tunnelbanans representanter in för genomgång av arbetena. Vid ett beräknat $v_{\max} \leq 10$ mm/s krävdes ingen inskränkning av trafiken i Tunnelbanan. Vid ett beräknat $v_{\max} > 10$ mm/s krävdes att trafiken stängdes av vid varje sprängning. Tunnel 302 passerar Tunnelbanan i längdsektion 2/275. För att minska vibrationerna drevs tunneln med galleri och pall samt med sprängsalvor avkortade till 1,5 meter. Gränsvärdet för sprängning och avstängd trafik i tunnelbanan beräknades till 92 mm/s. I Figur 3 redovisas vibrationerna från den givare som är placerad i Tunnelbanans sektion 5/450. Som framgår av figuren så hölls

vibrationerna underr gränsvärdet vid alla sprängningar utom för två. I juni 2008 noteras ett område med högre vibrationsvärden, vilket representerar passagen av Tunnel 302. I oktober 2008 noteras ett annat område med högre vibrationsvärden, vilket representerar passagen av Tunnel 313. Det enstaka högre värdet från 2009-01-08 var orsakat av en samtida sprängning i tunnlar 313 och 315.

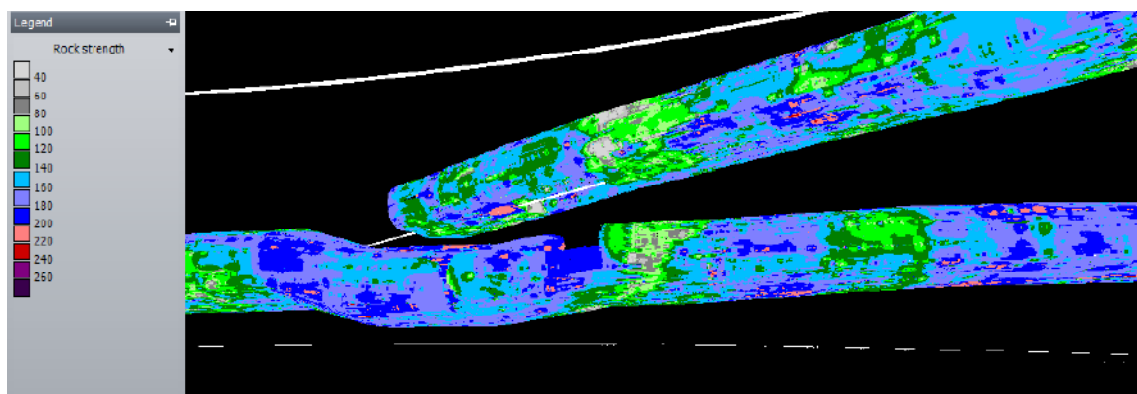


Figur 3. Uppmätta vibrationsnivåer i Tunnelbanans sektion 2/275.
Recorded vibration levels in section 2/275 of the Metro tunnel.

2.2 Anpassad injektering

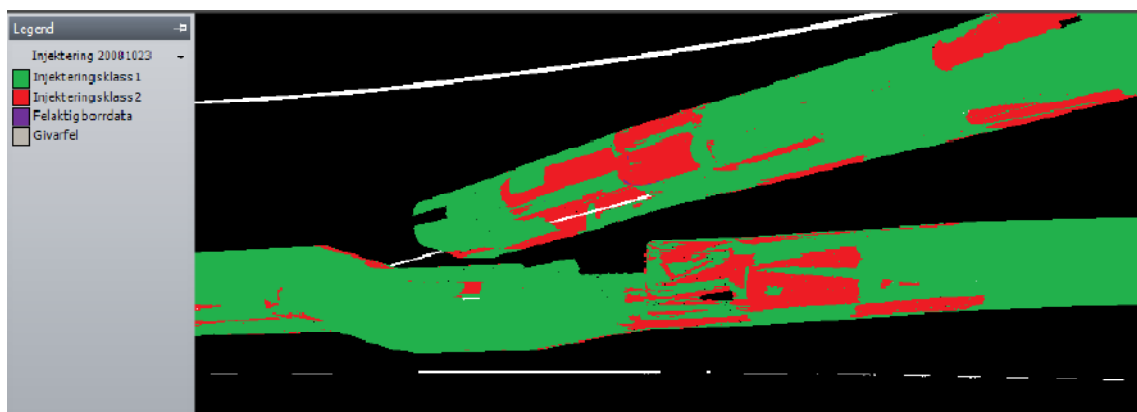
Injekteringskonceptet för Norra länken skiljer sig från tidigare utförda injekteringskoncept genom att det kontinuerligt anpassas efter rådande geologiska förhållanden baserat på analys av MWD data (Measurement While Drilling) som registrerats under injekteringsborrningen.

En normal injekteringskärm består av ca 35 ordinarie injekteringshål. Initial borras hälften av dessa varpå MWD informationen skickas till beställaren för analys. Under tiden som beställaren analyserar, borras resterande ordinarie injekteringshål. Innan borrningen av dessa hål hunnit avslutas så återkommer beställaren med kompletterande injekteringshål, dvs en förtätning av injekteringskärmen. Beställarens beslut baseras på karterad geologi, tidigare injekteringskärmar samt analys av MWD data. MWD analysen resulterar i tre olika anomalier (hårdhet, sprickighet och vattenförekomst) som grafiskt kan åskådliggöras. I Figur 4 visas bergets hårdhet. Förutom hårdhet kan liknande bilder för sprickor och vattenförekomst presenteras.



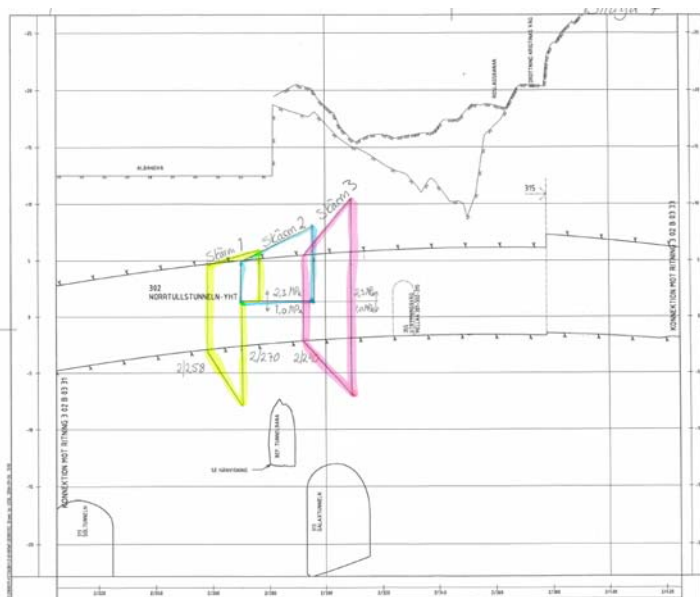
Figur 4. Bergets tryckhållfasthet utvärderad baserad på MWD data för Tunnel 302 (överst) och 313 (nederst). På den nedre tuben finns ett avbrott i loggningen som representerar tunnelbanans läge.
Rock strength based on interpreted MWD data. In the lower tube the so far unexcavated part surrounding the Metro tunnel can be seen.

Innan MWD analysverktyget [2] kunde användas som hjälpmedel för att bestämma kompletterande injektering behövdes en omsorgsfull kalibrering av MWD verktyget. Detta utfördes genom att injekteringshål i de 10 första injekteringskärmarna för respektive injekteringsrigg även mättes avseende vattenförlust. I Figur 5 visas med rött de områden som baserat på MWD analys klassificerats som områden där kompletterande injekteringshål behövs för att inläckage kravet skall uppfyllas.



Figur 5. Kompletterande injekteringshål baserat på MWD analys markerade i rött.
Additional grout holes based on the MWD analysis tool are shown in red.

Att passera nära andra tunnlar ställer krav på en anpassad injektering. Av Figur 6 framgår den anpassning av geometrin som utfördes i Tunnel 302 för att undvika att injekteringsmassa skulle komma i närheten av och kunna påverka grundläggningen av ovanliggande fysikcentrum eller underliggande tunnelbana.



Figur 6. Profil av Tunnel 302 med anpassade injekteringskärmar.
Profile of Tunnel 302 with adjusted grout fans.

Även injekteringsmängderna anpassades för att inte påverka närliggande anläggningar. Injekteringsbrukets spridning i berg sker i diskreta sprickor. Sprickornas läge och sprickvidd går att beräkna men osäkerheten är oftast ganska stor. Under injekteringen av dessa känsliga områden fanns därför personal på plats för att observera eventuellt utläckande injekteringsmedel. Något utläckande injekteringsmedel observerades inte under injekteringsarbetena i vare sig Tunnelbanan eller kring fysikcentrum.



Figur 7. Korsning mellan Tunnelbanan och Tunnel 313
Intersection between the Metro and the Tunnel 313.

För att kunna anpassa injekteringen utfördes undersökningar av bergmassan (Figur 7) i form av vattenförlustmätningar samt registrerande borrning. Den hydrauliska konduktiviteten för bergmassan i området beräknades till $2.3 \cdot 10^{-6}$ [1].

Transmissiviteten [m^2/s] beräknades för varje enskild spricka beräknades under antagande om en planparallell sprickgeometri enligt ekvationen nedan:

$$T = \frac{Q \cdot \ln\left(\frac{L_b}{r_w}\right)}{2 \cdot \pi \cdot \Delta h}$$

Ekvation (1)

Där:	T	transmissivitet	[m^2/s]
	Q	vattenflöde	[m^3/s]
	Δh	tryck skillnad	[-]
	L_b	mätsträcka	[m]
	r_w	radie på hålet	[m]

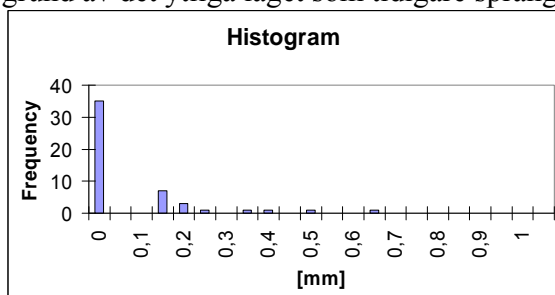
Den hydrauliska sprickvidden b_{hyd} [m] beräknas sedan enligt ekvationen nedan:

$$b_{hyd} = \left(\frac{T \cdot 12 \cdot \mu_w}{\rho_w \cdot g \cdot N_w} \right)^{1/3}$$

Ekvation (2)

Där:	ρ_w	vattnets densitet	[kg/m^3]
	g	jord accelerationen	[m/s^2]
	μ_w	vattnets viskositet	[N/m^2s]
	N_w	antal sprickor med lika sprickvidd	[-]

Den aktuella bergmassans typutseende avseende sprickviddsfördelning visas i Figur 8. 35% av de mätta sektionerna uppvisade ingen vattenförlust och således inte heller någon hydraulisk sprickvidd. De sprickor som injekteringen anpassades efter hade en hydraulisk sprickvidd på mellan 0.15 och 0.65 mm. Berget var relativt öppet, vilket var att förvänta på grund av det ytliga läget som tidigare sprängningar och bergguttar i området.

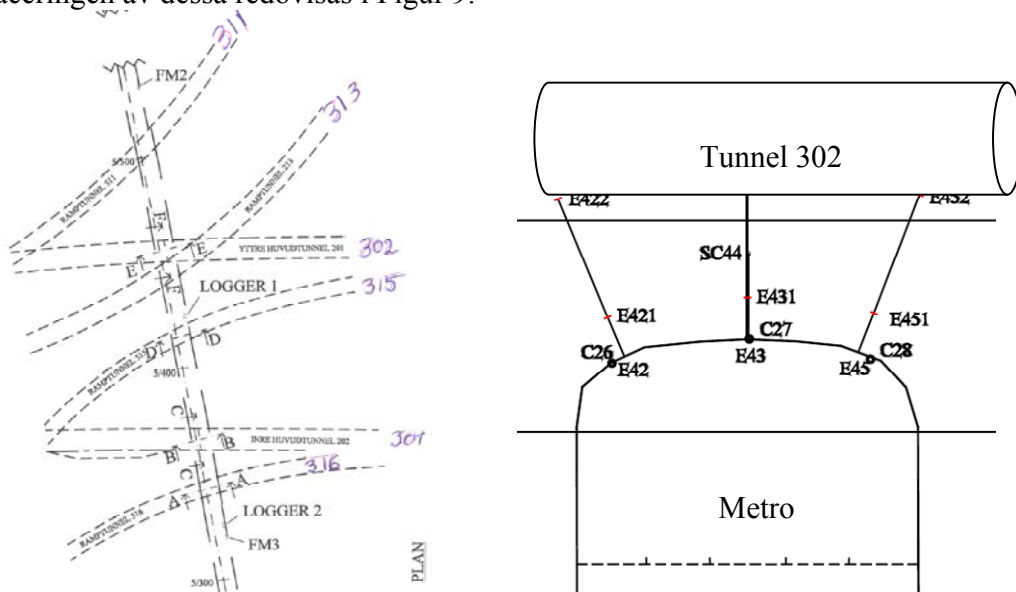


Figur 8. Sprickviddsfördelning för bergmassan kring Tunnelbanan.
Fracture aperture distribution for the rock mass surrounding the metro.

I det aktuella området var kravet satt till att maximalt 2.5 liter per minut och 100 meter fick läcka in i tunnelarna. Detta gav att 93 % av inläckage innan injektering behövde tas bort med injektering. Om inläckaget för varje sprickvidd i figur 4 beräknas ger det sammantaget att alla sprickor ned till 0.2 mm behövde tätas för att inläckagekraven skulle uppfyllas. Maximalt tillåten injekteringsvolym per injekteringshål beräknades till 115 liter.

2.3 Mätning av rörelser med Extensometer

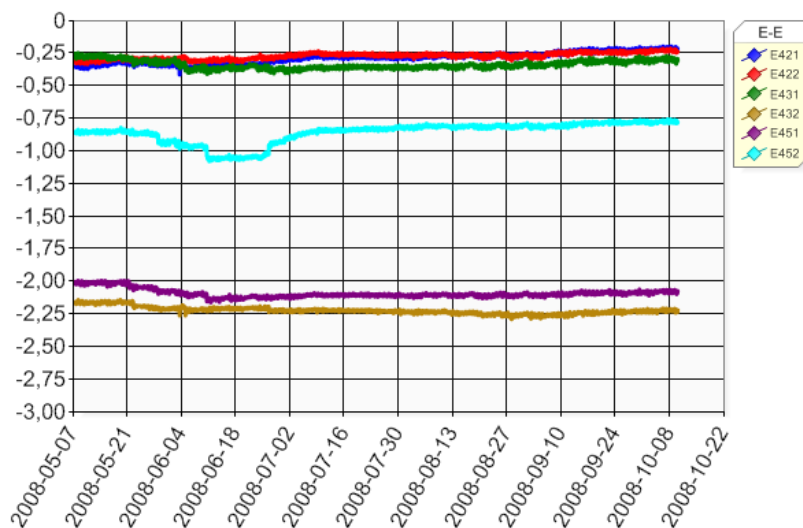
Inför passagen mellan Norra länkens tunnelar och Tunnelbanan monterades 36 stycken Extensometrar i 18 hål borrade i tunnelsbanans tak för att registrera eventuella berg rörelser. Placeringen av dessa redovisas i Figur 9.



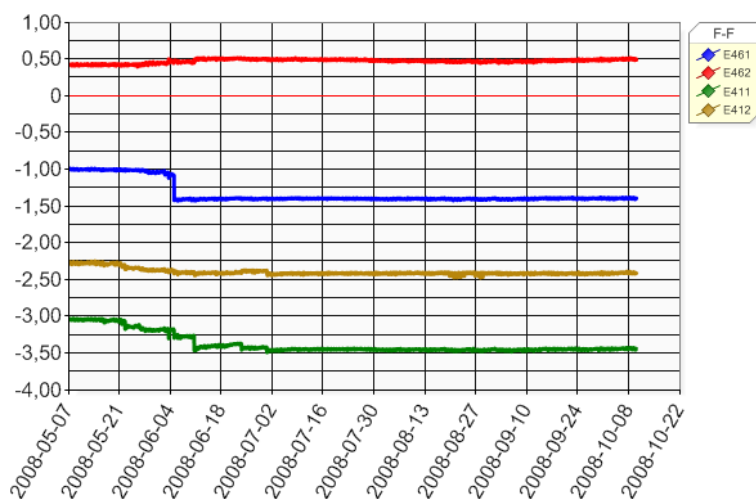
Figur 9. Extensometrar placering i Tunnelbanan.
Extensometer location in the metro.

Eftersom Tunnelbanan var kraftigt förstärkt i korsningarna till Norra länkens tunnelar förväntades mycket små om ens några rörelser i extensometrarna. Men då detta var ett mycket känsligt område då Tunnelbanan hela tiden trafikerades så installerades extensometrar som en extra försiktighetsåtgärd. Passagen mellan Norra länkens Tunnel 302 och Tunnelbanan skedde kring mitten av maj 2008. I figur 4 redovisas extensometerutslagen under aktuell period. Sex stycken extensometrar är aktiva och startvärdena kan avläsas på y-axeln. I Figur 8 och 9 noteras en minskning av extensometervärdet under och strax efter passagen. En minskning av motsvarar i detta fall en förlängning av extensometerstången. Tunnel 302 ligger ovan Tunnelbanan och extensometerutslaget betyder således att berget rört sig uppåt mot den nya tunneln 302. Detta är helt i linje med vad som var förväntat. Rörelsen är mycket liten, mindre än 0.5 mm

och rörelsen stannar helt av inom loppet av en månad, vilket motsvarar den tid som arbete bedrevs för att passera området. Baserat på rörelser noterade från extensometrarna bedömdes bergförhållandena som stabila.



Figur 10. Registrerade mätvärden från Extensometrarna i sektion E-E under tiden för passage av Tunnel 302. *Registered values from extensometer in section E-E during the passage between Tunnel 302 and the metro.*



Figur 11. Registrerade mätvärden från Extensometrarna i sektion F-F under tiden för passage av Tunnel 302. *Registered values from extensometer in section F-F during the passage between Tunnel 302 and the metro.*

3. Diskussion

Injektering och sprängning anpassades och de sex känsliga passagerna mellan Tunnelbanan och Norra länken passerades utan störningar för tunnelbanetraffiken.

Extensometermätningarna gav mycket små rörelser och den lilla rörelsen avtog helt efter att passagen slutförts. Uppsatta vibrationsvärden för Tunnelbanan överskreds några gånger och förförstärkningen i Tunnelbanan inspekterades. Några skador på förförstärkningen fanns inte. De uppställda kravnivåer avseende vibrationer som ställts för Tunnelbanan reviderades baserat på gjorda erfarenheter under projektets gång i samråd mellan Vägverket och SL så att högre vibrationsnivåer kunde tillåtas.

Behovet av cementinjektering styrdes utifrån undersökning av den lokala geologin. Området kring Tunnelbanan var sedan tidigare delvis redan dränerat av Tunnelbanan, vilket sannolikt gjorde det lättare att klara inläckagekraven i Norralänken tunnarna. En tät tunnel erhöles inom områdena för passage av Tunnelbanan utan att påverka Tunnelbanan.

Med ett anpassat utförande har det hitintills varit fullt möjligt att passera Tunnelbanan på litet avstånd utan avstängningar i trafiken. Arbetet med att såga ut resterande berg under de temporära broarna i Tunnelbanan pågår i skrivande stund.

4. Referenser

- [1] T. Dalmalm, Beräkning Tätning, Norra länken, Vägverket Region Stockholm, Sweden, 2008
- [2] K. Bro, P. Mårtensson, GPM+ software for Core Drill Analysis, Rockma System AB, Skellefteå, Sweden, 2009

UNDERGROUND ROCK CAVERNS FOR CRUDE OIL STORAGE IN INDIA – ROCK MECHANICAL CONSIDERATIONS AND EXPERIENCE DURING CONSTRUCTION

Bergrum för råoljaelagring i Indien – Bergmekaniska aspekter och erfarenheter under byggtiden

*Gösta Ericson, Carl-Olof Söder, Giancarlo Cardone – Sweco International
Ulf Håkansson, Hans Pilebro – Skanska
Suresh Malkani – Engineers India Limited (EIL)*

Sammanfattning

Indiens regering har beslutat att genomföra ett program för strategisk lagring av 18 miljoner m³ råolja. Den första etappen på 6 miljoner m³ består av tre anläggningar. Två av dessa, i Visakhapatnam (1,6 miljoner m³) på Indiens östra kust och Padur (3 miljoner m³) på den västra kusten genomförs med stöd åt byggherren från en svensk konsultgrupp från SWECO, med underkonsulter från Skanska Teknik och Midroc Engineering. Dens svenska konsultgruppens uppdrag omfattar förundersökningar, design, framtagning av kravspecifikationer och förfrågningsunderlag, rådgivning vid upphandlingen samt deltagande i entreprenadstyrningen. Föreliggande artikel behandlar anläggningen i Visakhapatnam.

Anläggningen består av fem parallella bergrum, tre 840 meter långa och två 320 meter långa. Bergrummen har en bredd på 20 meter och en maximal höjd på 30 meter, som tillsammans bildar en lagringsvolym på ca 1,6 miljoner m³.

Anläggningarna bygger på svensk tradition för lagring av olja i oinklädda bergrum. Designen har jämförts med de svenska anläggningarna utvecklats för att tillåta övertryck i anläggningarna och med system för hantering av vax- och slambildningsproblem. Byggande av anläggningen i Visakhapatnam började i april 2008 och är nu inne i en intensiv fas med uttag av såväl takorter som pallar.

Artikeln beskriver design, riskhantering, bergprognos och kontraktets ”geotechnical reference conditions”, samt erfarenheterna från byggandet så här långt.

Abstract

The Indian Government has decided to implement a program for strategic storage of ca. 18 million m³ of crude oil in rock caverns. The program will be performed in three stages and the first stage, now being executed, consists of ca. 6 million m³ distributed at three different facilities and locations throughout the country.

A large number of underground storages have, for a long time, been successfully constructed, commissioned, and de-commissioned at various locations in Sweden. Based on the extensive experience gained, Swedish consultants were contracted by the Owner to perform both a detailed feasibility report (DFR) for three sites, and to produce the tender documents, detail design of critical items and provide construction supervision for the Vishakhapatnam site in Andhra Pradesh.

The storage at the Visakhapatnam site comprises of five parallel caverns, three 840 meters long and two 320 meters long. The cavern width is 20 meters and the maximum height 30 m, which altogether yields a crude oil storage capacity of 1.3 million metric tons corresponding to a storage volume of about 1,6 million m³. The main principle for the storage consists of unlined caverns located below the ground water level. In order to secure the confinement, a water curtain system, with tunnels and boreholes, is excavated and drilled above the caverns.

Construction started in early 2008 and at present 50 % of the total volume has been excavated.

Rock mass classification is based on the Q-system (Barton et al., 1974) and the rock mass behaviour, stability and rock support is verified by an optical monitoring system.

The present paper deliberates the rock excavation/rock support design and compares with observations and experiences during the on going construction at the first of the selected sites i.e. Visakhapatnam, located on the eastern coast of India. The paper discusses some difficulties encountered in using the Q-system as a contractual baseline.

The project also involves a very interesting model for bidding and award of contract, by way of “Reverse Auction”. This matter is not elaborated in this presentation but can be found in a paper the proceedings for Bergsprängningskommittén (BK) 2010.

1. Introduction

The Indian Government has decided to implement a program for strategic storage of 18 million m³ of crude oil in rock caverns. The program will be performed in three stages and the first stage, now being executed, consists of 6 million m³ distributed at three different facilities/locations throughout the country.

For the implementation of the program, the Ministry of Petroleum and Natural Gas has created a special purpose company by the name of Indian Strategic Petroleum Reserves Ltd (ISPRL) and as their Project Management Consultant (PMC), Engineers India Ltd (EIL) has been appointed. Crude oil storage in rock caverns is a new concept to India and therefore so-called Foreign Backup Consultants (FBC) have also been employed to assist EIL.

For two of the facilities in the first stage, Visakhapatnam (1,6 million m³) on the east coast and Padur (3 million m³) on the west coast, EIL has engaged a Swedish FBC group – headed by SWECO and with Skanska Teknik and Midroc Engineering as sub-consultants. The scope of work for the FBC consists of site investigations, basic design, technical specifications, tender documents, project delivery strategy, time schedule, cost estimate, evaluation of tenders, detail design of certain critical components, site

supervision, testing and commissioning. During the feasibility stage (1999-2000), Skanska Teknik also performed the investigations and produced the feasibility reports for the Visakhapatnam site and two other sites, Mora and Mangalore.

This paper concerns the first facility, Visakhapatnam, which is currently under construction since March 2008 and scheduled to be commissioned in the beginning of 2012. At the end of 2010, after some 20 months of construction, about 50% of the total rock volume has been excavated. Currently work is ongoing with top headings in unit A and benches in all units. All top headings will be completed March 2010 and the rock excavation is expected to be fully completed before the end of 2010.

2. Geology and hydrogeology

Geology

Visakhapatnam is a coastal district, predominantly hilly by nature, thickly vegetated and with a rough terrain. The majority of the rocks are Precambrian rocks forming the so-called Eastern Ghats Mobile Belt (EGMB), extending from adjoining states of Karnataka and Orissa. EGMB has suffered polygenic events spanning in age from ca. 3.0 Ga to ca. 0.5 Ga. The most prominent structural trend is NNE-SSW imparted by the earliest deformation producing isoclinal reclined folds plunging steeply towards SE. Cross folding deformation produced dome and basin like structures. These deformations generated large scale shear zones as several NNW-SSE trending faults and the regional warping is the result of third generation deformation.

Typical rock types of Eastern Ghat Supergroup belongs to the Khondalite Group and the Charnockite Group. Both are extensively migmatized producing diverse rock types.

Laterite capping of variable thickness from fraction of a meter to 6 m is very common and quaternary formations as alluvium, gravel, colluvial deposits, beach sands, soil and laterite cover the various rock types.

Khondalite - This Group comprises Quartz-Feldspar-Garnet-Sillimanite \pm Graphite Gneiss/Schist, Calc Granulite, Quartzites. The khondalite which constitutes the dominant component of the Eastern Ghats belt occur as continuous hill ranges and as isolated ridges & mounds in the middle of migmatitic rocks at the lower elevations and in coastal plains. This is the dominant rock type in the project area. Khondalites are seen with dominant banding developed by segregated felsic and mafic minerals; the schistosity has developed along this segregated banding itself. At surface and at lesser depths this schistosity is weak enough to generate the most predominant joint set which is having a consistent orientation. At surface depth the three joint sets makes Khondalite a blocky mass. At greater depth the joints sets appear quite tight with the bandings of schistosity are barely discernable. This results in a massive rock mass of Khondalite traversed by incipient joints trending approximately N-S. Weathering is prominent at

low depth and fresh Khondalite is seen at depths 30-50 m below ground level. In hand specimen the Khondalites appear light in colour, hard and compact.

Charnockite - This Group includes pyroxene granulite, acid charnockites and intermediate Charnockites and Leptynite. They occur as interbanded or lenticular bodies within Khondalite. Charnockite is not a dominant suit of rock in the project site, except found as augen shaped intrusive/xenoliths within the Khondalitic country rock. Wherever these occur these are significantly weathered and degenerated. The trend of the charnockite pockets is same as the regional schistosity (striking N 75°, dipping 75° SE). This trend is confirmed from the quarry mapping at the eastern face near the entrance of the valley.

The main and prominent discontinuity features present are schistosity/gneissosity with consistent trend (ENE – WSW dipping SE) and cross joints trending NW-SE dipping 75° SW and ESE- NNE, dipping 20° N, together creating three major joint sets.

Hydrogeology

Three different layers with respect to hydrogeological properties are found at the site. The loose top soil, “layer A”, is most probably very conductive, and the groundwater level is, in general, well below this layer. Layer A is followed by a weathered upper part of the rock mass, “layer B”. The groundwater level is in general found within, or at the bottom, of this layer. Below comes “layer C”, the almost non-weathered part of the rock mass. The caverns are mainly located in layer C except for the shaft area that partly are located in layer B.

Above the main part of the caverns, the ground water level is located ca. 50 meters below ground, which gives a hydrostatic pressure head above the caverns in the range 100 meters (1 MPa). The median value of the hydraulic conductivity of layer C is approximately 5×10^{-8} m/s.

The rock mass is hydrothermally altered and the leakage into the caverns is very limited, even though the water curtain is pressurized ahead of excavation to a level equal to 40 meters of head (400 kPa). Cement grouting has only been needed at a few locations.

Site investigations

Two site investigation campaigns have been performed by the Client, an initial one during the feasibility stage and a supplementary one during the preparation of the tender documents.

The Initial Site Investigation took place during January - July, 2000 and comprised of geological mapping, core drilling, laboratory testing of core samples, seismic refraction survey, in-situ stress measurement, water pressure tests, groundwater level monitoring and groundwater analysis

The purpose of the Initial Site Investigation was to acquire geotechnical data for assessing the feasibility of the proposed location and to decide on a tentative localization of the facility.

The Supplementary Site Investigation took place during April – July, 2007 and comprised of geological mapping, core drilling, laboratory testing of core samples, water pressure tests, groundwater level monitoring, groundwater analysis, seismic refraction survey and resistivity survey

The purpose of the supplementary site investigation was to acquire geotechnical data for the specific project location and to decide if a larger storage volume would be feasible.

3. Storage principle and layout

Storage principle

The storage of crude oil is based on the Swedish tradition of using unlined rock caverns below the ground water level. Compared to the Swedish facilities, the design has been developed to allow an over pressure of the gas phase and for improved sludge handling. In the operational phase 1,3 bars over pressure is allowed which means that no gas is emitted to the atmosphere. Gas tightness is achieved by the water curtain system and excessive gas pressure will be flared.

In order to improve sludge handling, the facility is equipped with a circulation system for heated crude oil along the cavern floor. This implies strict requirements on the pump design that must be able to cope with crude oil with a high content of sludge at a high temperature (70° C). To facilitate this operation, the floors of the caverns are sloping, both across and in the longitudinal direction.

Layout

The facility consists of the following components:

- Three ca. 840 m long caverns, connected in a W-shape, caverns VUA1-3
- Two ca. 320 m long caverns, connected in a U-shape, Caverns VUB1-2
- Water curtain system, 20 m above the cavern roof, consisting of tunnels and 50-100 m long core drilled boreholes, c/c 10 m
- Three oil intake shafts, 4 x 4 m
- Two pump shafts, 6 x 12 m
- Access tunnels
- Concrete barriers

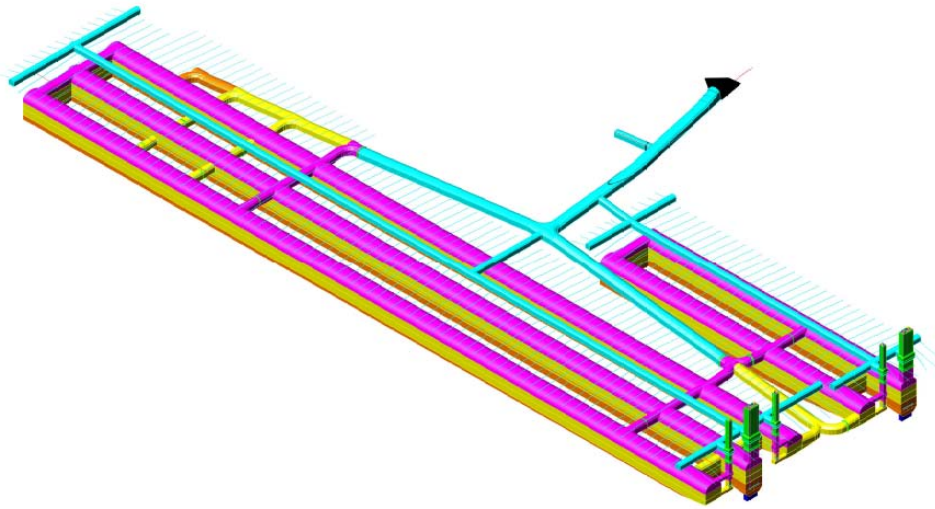


Figure 1. The layout of the Visakhapatnam facility

The caverns have a maximum height of 30 meters and are 20 meters wide, See Fig. 2. The difference in length is due to variation in operational mode, active or passive storage, and also due to geological conditions. The access tunnels are 11 meters wide and 8 meters high in order to cater for ventilation and for truck traffic in both directions. The lower parts of the access tunnels will be used for oil storage while the upper parts will be part of the water curtain system.

The pressure level in the water curtains will be 40 m above the cavern roof in order to balance the pressure of the gas phase of the oil. To reduce the operational cost and need for fresh water, the maximum allowable leakage into the entire facility is 15-20 m³/h and the water will after extensive cleaning be discharged in a nearby recipient.

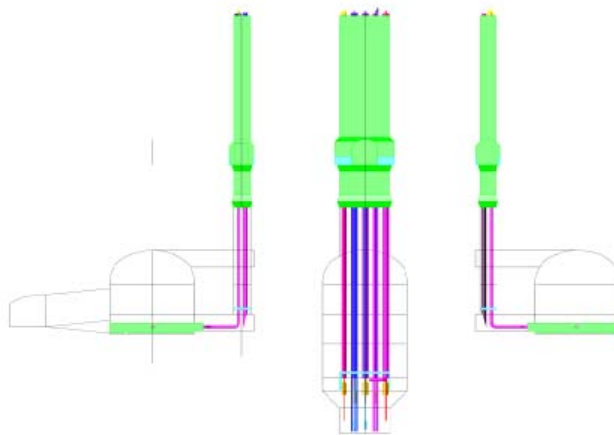


Figure 2. Cross section at the shaft area for storage unit A

4. Geotechnical Reference Conditions – risk allocation

In a Design-and-Build contract, a fundamental issue is to describe for the Tenderer, the geotechnical conditions for the project and the risk for encountering adverse conditions. If the descriptions of these items are not adequate, the Tenderer must make his own estimate of the actual conditions and risk. If the risks are not properly understood by the Tenderer, this leads to underestimated costs and future disputes between the Contractor and the Client. To overcome this problem, Geotechnical Reference Conditions (GRC) were included in the contract documents.

The baselined items and reference frames in this project were the following:

- Ground level: according to contract drawings with a reference frame of +/- 5 m
- Top of Rock: according to contract drawings with a reference frame of +/- 3 m
- Top of Fresh Rock: according to contract drawings with a reference frame of +/- 5 m
- Uniaxial Compressive Strength: 50-120 MPa
- Brazilian Tensile Strength: 5-13 MPa
- Young's Modulus: 40-90 GPa
- Bulk Density: 2.7 –2.9 t/m³
- Drillability Index: 30-50
- Bit Wear Index: 40-70
- Rock Mass Quality and prognosis in Caverns, according to the Q-system: Good - 40%, Fair - 40%, Poor - 15% and Very Poor - 5%
- Groundwater conditions: Maximum inflow in all caverns, 2.500 l/min

5. Technical specifications

In a Design-and-Build contract, the specifications must contain functional requirements for the Contractor's design, material and execution of works. The most important requirements on design and underground works can be summarized as follows:

Geotechnical design requirements: This part gives the requirements on design of rock excavation, rock support and grouting and defines the documents to be produced by the Contractor. Furthermore, it states types of loads to consider, what rock classes shall be used, how to determine strength and deformability of the rock. The methodology that should be used for the design of rock support and of grouting was given. The requirements on design of rock support stated that two failure mechanisms should be analysed; structurally induced and due to overstressing and wedge stability.

Requirements on Material: The requirements on shotcrete and rock bolts were similar to those in Swedish underground projects.

Requirements on execution of works: The types of works included in this section consists of open and underground excavation, geological mapping, rock bolting, shotcreting and grouting.

The following components were considered critical for the functionality of the storage and they were excluded from the Contractor's design and instead the Client provided the detailed design:

- Water curtain system
- Cavern floors
- Concrete barriers in tunnels
- Shafts including concrete barriers
- Pump pits in caverns (for oil)

6. Detailed design

The detailed design was performed by the Contractor and based on the Reference conditions and Technical specifications together with the Basic engineering design and drawings, provided by the Client. The Basic engineering design describes the requirements for the storage, such as cavern dimensions, location of concrete barriers, design vapour pressure etc. The document also contains the requirements on the rock engineering design.

The rock engineering detailed design was performed by the Contractor and contains essentially two parts: (i) An analysis of the size and extent of rock mass deformation around the excavations and (ii) An analysis of the stability of possible wedges in the roof and walls of the excavations. The first analysis used the software Phase ^{2.0} (Rocscience) and the second used Unwedge (Rocscience).

Deformation analysis

First, the rock mass was divided into groups where the rock mechanical behaviour should be similar. The Q-system was adopted to characterize the rock mass into four groups: Good rock, $10 < Q$; Fair rock, $4 < Q < 10$; Poor rock, $1 < Q < 4$ and Very poor rock, $Q < 1$, and it was expected that an average Q-value of 10 should exist in the excavated caverns and tunnels. This prognosis was based on mapping of rock cores and from the P-wave velocity during seismic refraction tests. The average P-wave velocity was approximately 4500 m/s which should correspond to $Q = 10$ according to: $Q = 10^{(V_p - 3500)/1000}$, from Barton (1991).

The rock mass strength and E-modulus was then estimated from tests on core samples.

Stress measurements at the site shows relatively high horizontal stresses with a maximum horizontal stress of 9 MPa in direction NNE and a minimum horizontal stress

of 4 MPa. The typical vertical stress was 4 MPa and corresponds to an overburden of 130 – 150 m of rock mass.

Parameters for the rock mass strength were established with the GSI system described by Hoek (2007). The relationship between Q and GSI was established by transforming Q-values to GSI-indexes as: $GSI = 9 \log_e Q' + 44$, where Q' is calculated with a value of 1 for J_w and SFR which corresponds to a dry rock mass in medium stress conditions.

The resulting rock mass parameters are presented in the following table:

Rock type	Very poor rock	Poor rock	Fair rock	Good rock
Depth below ground	0-40 m	0-40 m	<40 m	<40 m
Q-value	Q<1	1<Q<4	4<Q<10	10<Q
Intact rock parameters				
UCS [MPa]	30	50	70	90
GSI-value	40	50	60	70
Rock parameter, m_i	28	28	28	28
E-modulus [GPa]	8	15	25	45
Rock mass parameters				
UCS, σ_c [MPa]	0,6	2	5	13
Global strength, σ_{cm} [MPa]	5	11	20	34
E-modulus [GPa]	0,7	3	8	22
Joint parameters				
Joint friction angle	32	40	45	50
Joint cohesion [kPa]	0	0	0	0

The analysis included several sections in both caverns A and B and also the influence from intersecting tunnels was included in a simplified manner by an additional load from the rock mass above the intersecting tunnel.

The limiting deformations for this analysis was set to 0,5% of H, where H is the span (20 m) or height (30 m) of the caverns. For the very poor rock conditions the limit was increased to 0,5 - 1% of H because it was assumed that this type of rock can sustain a larger amount of deformation. The limiting deformations were thus set to 100 – 150 mm for normal rock conditions and could increase to 100 - 300 mm in the very poor rock conditions.

The results showed that in a fair rock mass, the maximum displacement in the caverns was approximately 20 – 25 mm where the higher value applies for in-situ rock stresses with a ratio of 1 to 3, as indicated from the measurements. The lower value applies for a ratio of 1 to 1, which can be considered as a lower bound for the rock stresses. In a fair rock mass, the largest deformations occurred in the walls of the caverns.

For the parts with the most rock cover, the expected deformations increased to 25 – 40 mm and with the least rock cover the deformations were reduced to 10 – 20 mm.

In a very poor rock mass the largest deformations occurred in the cavern roof. The deformation was approximately 130 – 140 mm with a rock stress ratio of 2.

The conclusions from the analysis of deformations were that for fair rock, the deformations were well below the limiting value of 0,5% of H. For very poor rock, the deformations were in the span of 0,5 – 1,0% of H which was considered acceptable for very poor rock.

The analysis also included other smaller tunnel with the same results and conclusions as above.

Results from deformation measurements

The actual deformations during excavation have been recorded in some sections.

In one of the caverns in storage unit A (VUA), the maximum horizontal deformation is approximately 20 mm and the maximum vertical deformation is of the same magnitude. The final deformations were recorded after excavation of the gallery and the first bench of three in total. Therefore, the final deformations are expected to increase.

In one of the caverns in storage unit B (VUB1), the maximum horizontal deformation is about 20 mm in both wall and roof and in the corresponding section in the neighbouring cavern VUB2 the deformations are roughly 50% smaller, 10-12 mm. This is in good agreement with the analysis, since cavern VUB1 is located farthest to the north and was expected to have the largest deformations in the walls. Cavern VUB2 is located between two caverns and should therefore have less horizontal deformation in the rock pillars between the caverns. The final deformations for this section were recorded after excavation of the first bench in both caverns.

A second section in cavern VUB1 is located where the rock cover is larger and the measurements show horizontal deformations that are slightly larger than the former section, approximately 35 – 40 mm which also is in good agreement with the results. This also represents the deformations after excavation of the first bench.

In general, the vertical deformations in the roof are small, less than 10 mm.

The results so far, imply that the sections where the deformations are recorded are located in a rock mass that corresponds to a fair rock mass. The reasons for this are the following:

- The recorded size of deformations agrees well with the expected deformation for a fair rock mass. The final deformations will increase after the excavation of the remaining benches but is still expected to stay within the maximum value of 40 mm.
- The vertical deformation in the roof is generally smaller than the horizontal deformation in the walls. The analysis showed that this behaviour was typical for a fair rock mass. The very poor rock mass instead resulted in vertical deformations in the roof that typically were larger than the deformations in the walls.

Wedge analysis

The most common type of instability in excavations in hard rock and at shallow depths consists of rock wedges that falls or slides from the roof and walls. The wedges are

formed from existing joints and other structural features and, if necessary, the factor-of-safety for stability can be increased by including reinforcement in the analysis.

From the mapping of exposed rock during the site investigation campaign, three significant joint sets were identified. During the early stage of the excavation works in the project, 5 more joint sets were detected that could influence the stability and all 8 joint sets were used in the analysis.

The analysis was performed for rock type “Fair rock” and “Very poor rock” since the former was considered the most common rock type that will prevail in the caverns and the latter type was analysed since this was considered the worst conditions that may exist in a few areas. For the fair rock a friction angle of 45° was assumed and 32° for the very poor rock and no cohesion was assumed for the joints in neither of the rock types.

Since the area is located in a seismic active region in India, seismic loading was included in the analysis with a seismic coefficient of 0,02g.

The results from this analyse showed that the rock support as indicated from the Q-system was sufficient and resulted in a factor-of-safety of more than 1,5 in the walls and 2,0 in the roofs.

Typical rock support

From the detailed design, the typical rock support for the storage caverns was determined according to the table shown below. The dimensions of the caverns are 20 m wide and max 30 m high.

Typical rock support was also defined for other types of tunnels with smaller dimensions and in addition to the typical rock support, other support measures were defined for the crossings between tunnels and shafts.

		Q-value			
		Q<1	1<Q<4	4<Q<10	10<Q
Rock support					
Roof	Rock bolts	s=1,2 m L=6 m	s=1,5 m L=6 m	s=1,75 m L=5 m	s=2 m L=5 m
	Shotcrete*	150 mm	100 mm	75 mm	75 mm
Walls	Rock bolts	s=1,5 m L=6 m	s=1,75 m L=6 m	s=1,75 m L=5 m	Spot bolting
	Shotcrete*	150 mm	100 mm	75 mm	-

*: Steel fibre reinforced shotcrete

Design of critical items

For certain parts of the storage, the detailed design was performed by the Owner. This was the case for the following items:

- Design of concrete barriers in cross tunnels between caverns
- Design of concrete barriers in the vertical shafts
- Design of water curtain drill holes and work procedures during the construction phase

7. Conclusions

The use of Q-values as part of the baseline involves to some degree subjective considerations, which for a contractual baseline is not an ideal situation. Although this cannot completely be eliminated, some improvements are possible: (i) The parameters J_w and SFR in calculating the Q-value should preferably be omitted from the Q-value as a baseline, since they do not directly represent a rock mass quality. (ii) Similarly, reductions in Q-values in tunnel intersections do not represent poorer rock mass quality, either. Partly, this can be solved through a clear statement in the Tender documents of how the “baseline Q-value” shall be defined and reported from the mapping of the rock surface. Figure 3 shows the mapped Q-values by the end of 2010.

The results from the deformation measurements in the caverns correspond reasonably well with the expected values from the analysis. This implies that the methodology to use E-modulus from intact rock cores and estimate rock mass behaviour through the GSI-system as described by Hoek (2007) works well in this type of rock mass. As pointed out by Hoek (2007), in poor rock masses the GSI-value shall be evaluated directly and not through the Q- or RMR-system since this may lead to an overestimation of the strength and stiffness of the rock mass.

The progress of water curtain works has been good and allowed for an early pressurisation of the system, well ahead of the excavation start in the caverns below. In spite of the pressurisation, the water seepage into the caverns has been found considerably less than predicted. This has in turn meant that the pre grouting inside the caverns has been gradually reduced since the grouting target is only to reduce the seepage to a level acceptable with respect to operational cost, in our case about 20 m³/h. Significant seepage has only been observed when crossing the above mentioned shear zones.

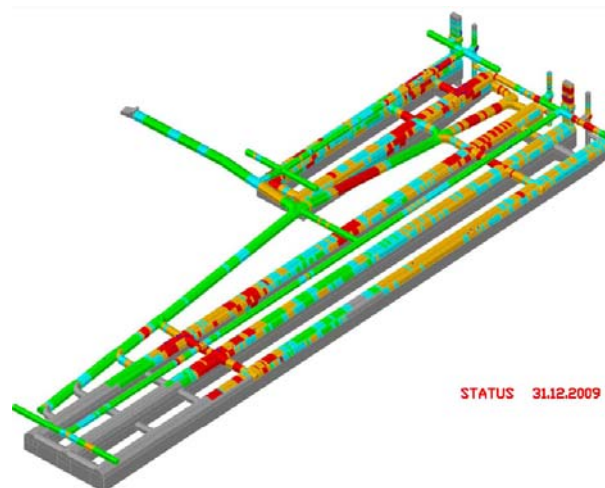


Figure 3. Summary of the performed Q-classification by the end of 2009 (red = V.Poor, yellow = Poor, blue = Fair, green = Good)

RELEVANTA KRAV PÅ INJEKTERINGSBRUK UTIFRÅN DAGENS KUNSKAP

Relevant demands on grout based on actual knowledge

Almir Draganović, KTH

Håkan Stille, KTH

Sammanfattning

Separation och penetration av cementbaserat injekteringsbruk är två huvudfrågor studerade i denna studie och titeln syftar på tillåten separation av bruk samt bestämning av penetrationsförmåga. Syftet med denna studie var att visa vad händer med ett bruk under injekteringen och vilka faktorer och processer påverkar separation och penetration.

Idag ställs det krav på injekteringsbruk att separationen ska vara mindre än 5% uppmätt med dagens standardmetod. Studien visade att separationen i sprickor är huvudsakligen resultat av sedimenteringen och att separationen uppmätt med standardmetod är inte representativ för separationen i bergsprickor. Separationen är betydligt mindre om den överhuvudtaget kommer att utvecklas. Det betyder att det ställda kravet på tillåten separation inte är relevanta.

Penetrationsförmåga är en viktig egenskap av cementbaserat injekteringsbruk som styr tätning av berg runt tunnlar under injekteringen och bestämning av denna förmåga är en av dem viktigaste frågorna i injekteringsforskningen. Idag kan man bestämma penetrationen med olika metoder men de visar oenighet om hur penetrationen påverkas med vissa faktorer. I denna studie har två speciella mätutrusningar för mätning av penetrationen kallade kort och lång spalt framtagits. Genomförda mätningarna visade att penetrationen är komplex och styrs av många faktorer. Några av dem är cementets kornstorlekskurva, vct, injekteringstryck, hydrattion och flockulering, blandning och geometri av sprickviddminskningen. Vidare visade studien att penetrationsmeter kan betydligt underskatta penetrationsförmåga hos cementbaserade injekteringsbruk.

Summary

Bleeding and penetration of cement-based grouts are two main questions in this study and title refer to allowed bleeding and estimation of penetrability of a grout. The aim of this study is to illustrate what really happens with a grout during grouting and which factors and processes influence bleeding and penetration.

According the requirement, bleeding of a cement-based grout should be lower than 5% measured by a standard measuring method. This study showed that bleeding in the fractures is

mainly a result of sedimentation and that the bleeding measured by standard measuring methods is not representative for bleeding in the fractures in the rock. The bleeding will be considerably less in rock fractures if any. This means that the requirement about maximal allowed bleeding of 5% is not relevant.

Penetrability is an important property of a cement-based grout which governs sealing of the rock around tunnels during grouting. Estimation of this property is one of the most important questions in grouting research. Today, this property is estimated by different measuring methods but they show different results. In this study two special measuring equipments called short and long slot, have been build to measure penetrability of cement-based grouts. The performed measurements showed that penetration is a complex problem governed by many factors. Some of them are: cement grains curve, water to cement ratio (w/c), grouting pressure, hydration and flocculation, mixing and geometry of the constriction. The study showed also that penetrability meter could to a large extent underestimate penetrability of the grouts.

1. Separation av cementbaserat injekteringsbruk

1.1. Definiering av separation och problembeskrivning

Separation är en process där cementpartiklar i bruket sjunker vilket resulterar i en vattenansamling på brukets yta. Separation är definierad som förhållande mellan höjden av den ansamlade vatten och den initiala provhöjden.

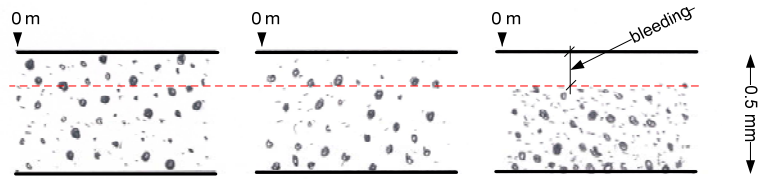
I en mätmetod förslagen av Widmann (1996) mäts separation med en cylinder med 60 mm diameter. En liter av bruk hålls i cylindern vilket ger en provhöjd av 353 mm och separationen mäts efter en viss tid. Det ställs krav att separation uppmätt med denna metod ska vara mindre än 5%. Huruvida den uppmätta separationen med denna metod är relevant för separation i bergsprickor är en av huvudfrågor i denna studie. Motsvarar den separationen i tunna sprickor? Är separationen oberoende av provhöjden? Kommer separationen att ske under injekteringen? Är det möjligt att sprickor kan bli påfyllda med nytt bruk om separationen sker under injekteringen?

För att svara på dessa frågor är det nödvändigt att ha mera kunskap om de processer som styr separationen. Enligt litteraturstudien är det sedimentering och konsolidering som orsakar separation (Powers 1939, Steinour 1945, Tan et al. 1987, Tan et al. 1997), och flockulering och hydratisering som påverkar den (Yang et al. 1997, Juenger 2005). Några av de viktigaste faktorer som påverkar separation är vattencementtalet (vct), cementets kornkurva och cement ålder (Rosquoet et al.2003, Eriksson et al 1999).

1.2. Material och metoder

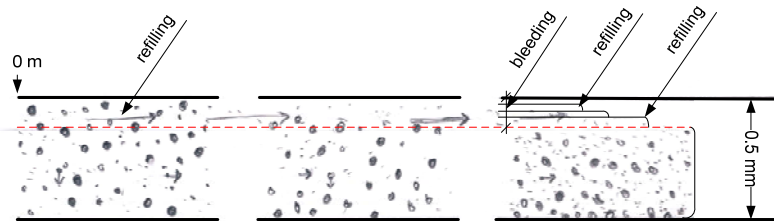
Separation har studerats med två olika mätmetoder. En metod är ”cylindermetod” och har använts att mäta separation för provhöjder från 5 till 700 mm. Cylindermetod är en statisk metod, vilket betyder att bruket inte flyter (penetrerar) under separationen. Den andra metoden är ”spaltmetod” och under mätningen med denna metod kan bruket penetrera och separera samtidigt vilket kan påverka den slutliga separationen. Provhöjd i denna metod är 0.5mm.

Figur 1 och Figur 2 illustrerar en hypotes om separation och påfyllning i en spalt under injektering. Figur 1 illustrerar en spalt injekterad med ett relativt högt tryck och kort tid. Flödet kan vara turbulent och bruket kan ”blandas” under penetrationen. Bruket separerar efter injekteringen. Ingen påfyllning sker i systemet och bruketsyta är jämn och fin längst hela längden.



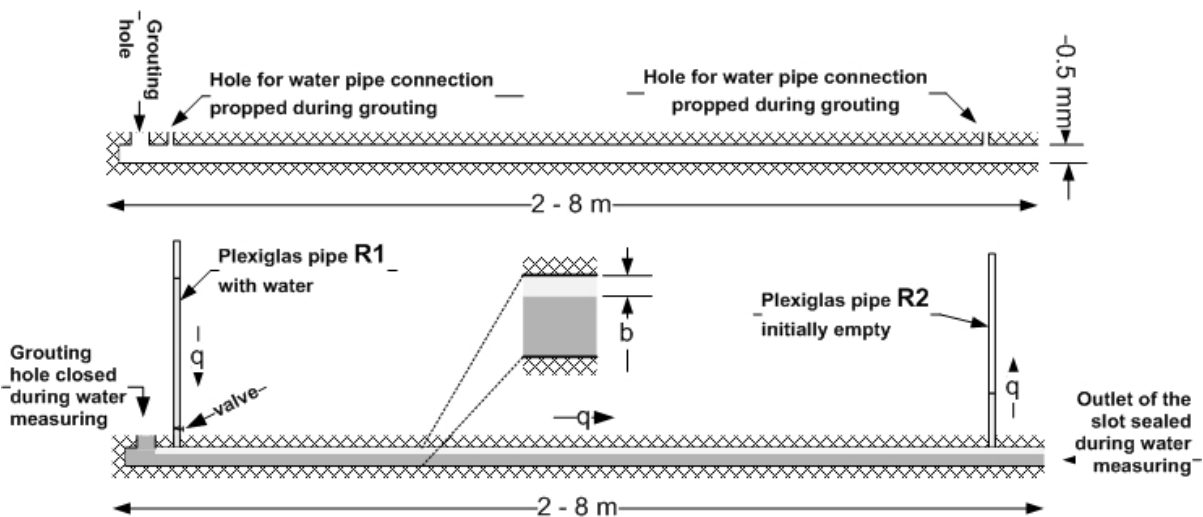
Figur 1: Ett ide om separation av cementbaserat injekteringsbruk i en spalt med spaltvidd av 0.5 mm. Spalten är injekterad med relativt hög tryck (hög flöde) och en kort tid

Figur 2 illustrerar en idé om påfyllning av separationen i en spalt under injektering. Spalten är injekterad med ett relativt lågt tryck och en längre tid. Efter en viss tid kommer penetrationshastighet att vara mycket låg och bruk kan separera utan att blandas. Ett nykommande bruk kommer att trycka det separerade vattnet framåt och påfylla den övre delen av spalten.



Figur 2: Ett ide om separation och påfyllning under injekteringen av en spalt med spaltvidd av 0.5 mm med cementbaserat injekteringsbruk. Spalten är injekterad med relativt lågt tryck (låg flöde) och en längre tid.

För att mäta separation i en spalt har en speciell mätutrustning byggts. Figur 3 illustrerar denna utrustning. Det är en 2 till 8 m lång och 10 mm bred spalt med 0.5 mm spaltvidd. Separationen i den långa spalten bestäms med transmissivitetmätningar. Den övre bilden visar spalten före injektering och den nedre visar en injekterad spalt under transmissivitetmätningar som utförs cirka 20 timmar efter injektering.

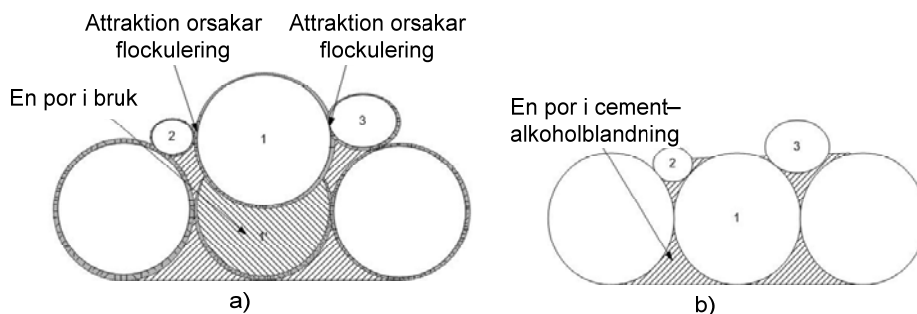


Figur 3: Longitudinal sektion av spalten. Den övre figuren illustrerar spalten före injekteringen och den undre figuren illustrerar spalten en injekterad spalt under transmissivitetmätningar. Vatten flyter från rör R1, mellan den färdigt separerade bruket och den övre plattan till rör R2.

1.3. Resultat av separationstester gjorda med cylindermethod

Påverkan av hydratation och flockulering på separation har studerats genom att jämföra separation hos bruk med motsvarande cement-alkoholblandning.

Porositet i ett färdigt separerat bruk är mycket större än i en motsvarande cement-alkoholblandning pga. hydratiseringen och flockuleringen i bruket. Figur 4 a) visar cementpartiklar 1, 2 och 3 i ett bruk och Figur 4 b) visar motsvarande partiklar i en cement-alkoholblandning. Cementpartikel 1 i bruket har flockulerat med partiklarna 2 och 3 och kan inte sedimentera hela vägen ner. Det ger en porositet i bruket som är större än porositet i motsvarande cement-alkoholblandning. En större porositet ger mindre separation. Del av porositet orsakad av hydratisering och flockulering i ett bruk kan uppskattas genom att subtrahera separation i detta bruk från separation i en motsvarande cement-alkoholblandning.



Figur 4: Porositet illustrerad i a) ett flockulerat bruk och b) i en cement-alkohol blandning.

Mätningarna med alkohol visade att bruk baserade på mycket fina cement är mycket mera påverkade med hydratisering och flockulering än bruk baserade på grövre cement, (Tabell 1). I slutseparerad anläggning cement (ANL) med vct 2 och vct 0.5 porvolymen orsakad med hydratisering och flockulering var 17 % av den initiala provvolymen och 60 % i slutseparerad UF12 vct 2 bruk.

Tabell 1: Uppmätt separation i bruk och motsvarande cement-alkohol blandningar

Bruk/ cement-alkohol blandning	Uppmätt separation [%]	Porvolym i bruket resulterad av hydratation och flockulering [%] av initial provvolym
UF12, vct=2	0	60-0 = 60
UF12, act=2	60	
ANL, vct=2	58	75-58=17
ANL, act=2	75	
ANL, vct=0.5	0	18-0=18
ANL, act=0.5	18	

Hur konsolidering påverkan separation i bruk baserade på grövre(ANL) och finare (INJ30) cement har undersökts genom att mäta separation i prover med varierande provhöjder. Frågeställningen handlar om egenvikten i bruket orkar bryta attraktionskrafter mellan partiklar som har illustrerats i Figur 4 a) och konsolidera bruket.

Resultatet av mätningarna med varierande provhöjder gjorda med cylindermetod visade att separation är mycket mer provberoende hos bruk baserade på INJ30, Figur 5. INJ30 vct=2 bruk med provhöjder 5 och 10 mm visade i princip samma separation vilket indikerar att den kritiska provhöjden för detta bruk är 10 mm. Det betyder att upp till 10 mm provhöjd är separationen bara resultat av sedimenteringen. Därefter ökar separationen betydligt och denna del av separationen är orsakad av konsolidering. Det betyder att egenvikten orkar bryta attraktionskrafterna mellan partiklarna.

ANL vct=2 bruk med 5 och 10 mm provhöjder visade separation av cirka 55 %. Därefter ökade inte separationen betydligt som i INJ30 vct=2 bruk. Det kan betyda att ANL vct=2 bruk är lätt att konsolidera pga. svaga attraktionskrafter mellan partiklar även vid 5 mm provhöjd. Separationen är resultat av både sedimenteringen och konsolideringen.

Vid mätning av separationen hos prover med olika provhöjder har separationstid också mätts. Det visades att separation i ett prov med provhöjd av cirka 1mm skulle ske mycket fort och vara avslutad under själva injekteringen. Det betyder att denna separation kan bli påfylld med nykommandebruk som det har illustrerats i Figur 2 och det har testats med spaltmetoden.

1.4. Uppmätt separation med spaltmetoden och jämförelse med separationen uppmätt med cylindermetoden

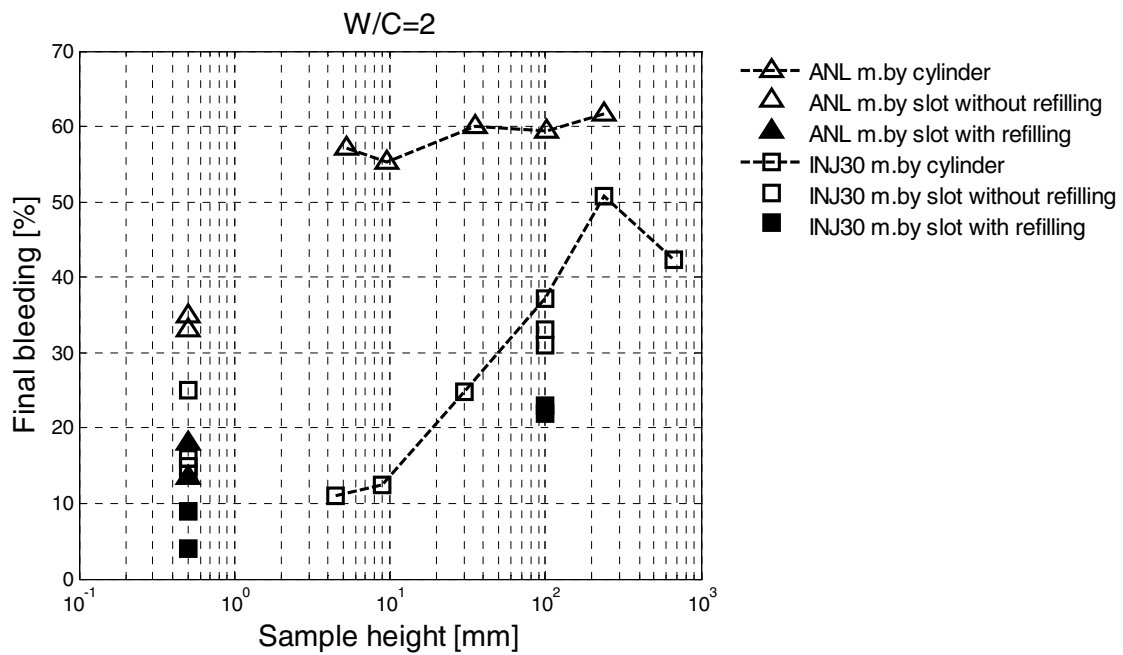
Separation uppmätt med spaltmetoden med och utan påfyllning och cylindermetoden visas i Figur 5. Separationen av INJ30 vct=2 bruk uppmätt med spaltmetoden utan påfyllning följer i princip separationstrenden uppmätt med cylindermetoden. Det är bara test med 8 m spalt och högt tryck (4 bar) som visade en högre separation än förväntat. Anledningen kan vara noggrannheten av transmissivitetmätningar när spalten är 8 m lång.

Tester när bruket stannar i spalten visade en lägre separation pga. påfyllning. Ett exempel av test med påfyllning kan ses i Figur 6. Den övre bilden visar cementytan i den främre delen av spalten. Det mörkare ytan är kontaktyta och den ljusare är kanaler. De tre bilderna i den nedre delen av figuren visar tre påfyllningsfronter vid slutet av spalten.

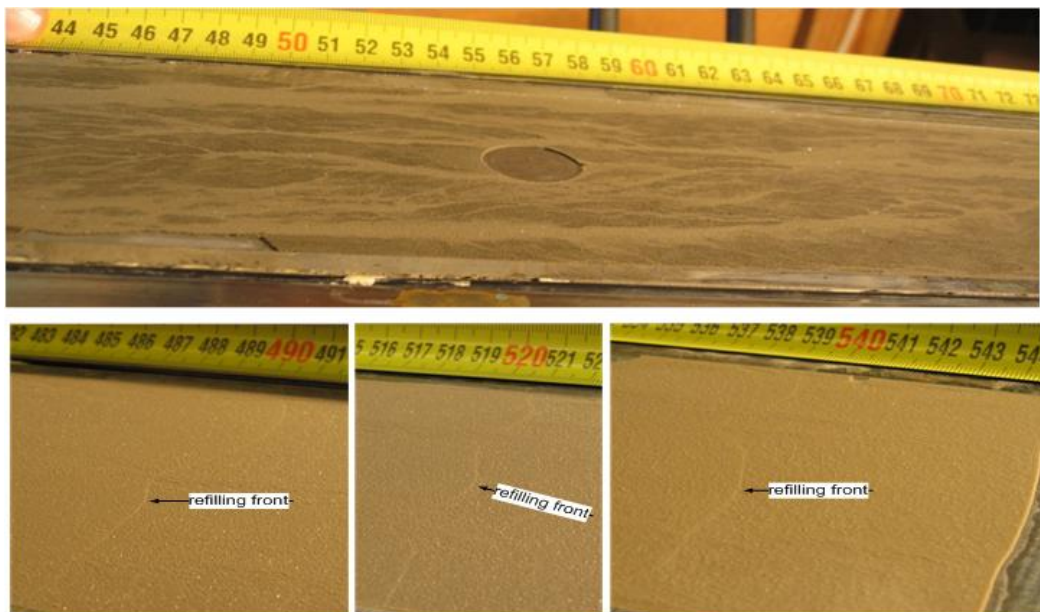
Separationen med och utan påfyllning när spalten ställs på dens bredsida, vilket ger en provhöjd av 100 mm, har också mätts. Separationen testad utan påfyllning var något lägre än separationen testad med cylindermetod vilket är troligen orsakad med en högre friktion och valvbildning.

Separationen av ANL vct=2 bruk uppmätt med spaltmetoden utan påfyllning var betydligt lägre än separationen av 5 och 10 mm provhöjd uppmätt med cylindermetoden. Anledningen kan vara att egen vikten vid denna provhöjd (0.5 mm) kan inte bryta attraktionskrafter mellan partiklar och konsolidera dem. Provhöjden är bara tre gånger större än d_{95} av denna cement. Denna separation är bara resultat av sedimenteringen. Jämför med INJ30 vct=2 bruk, var attraktionskrafterna mellan partiklar är starkare och bruket är inte konsoliderat även vid 10 mm provhöjd. Attraktionskrafterna mellan partiklar i ANL vct=2 bruk är svagare och bruket är konsoliderat redan vid 5 mm provhöjd.

Båda bruk visade en betydande lägre separation i tester med påfyllning.



Figur 5 Separation vid olika provhöjder uppmätt med cylinder- och spaltmetod.



Figur 6: Foton från test med INJ30 vct=2 bruk. Den övre bilden visar brukets yta mellan 44 och 73 cm. Den mörkare ytan är kontaktyta och den ljusare är kanaler. De tre bilder i nedre delen av figuren visar tre påfyllningsfronter vid 490, 520 och 540 cm avstånd från inloppet.

1.5. Slutsatser

Separation är en komplex process styrd med olika fysikaliska och kemiska processer som sedimentering, konsolidering, flockulering och hydratisering.

Studien visar att konsolidering har en låg påverkan på separation. Separationen i sprickor är huvudsakligen resultat av sedimentering. Sedimentering i en horisontell spricka sker mycket snabbt och under själva injekteringen. Separationen kommer därför att bli åtminstone delvis påfylld.

I vertikala och lutande sprickor kommer valvbildning och hydratation att motverka separation pga. att separationen sker långsamt. Därför kommer inte en hög separation att utvecklas.

Resultat uppmätt med standardmetoden är därför inte representativ för separation i sprickor i berg. Separationen är betydligt mindre om den överhuvudtaget kommer att utvecklas.

Slutsatsen som kan dras från denna studie är att bruk baserade på UF12 och INJ30 med vct 1 vill inte ge någon separation i bergsprickor. Bruk baserat på ANL cement med vct 1 vill ge cirka 5% separation. Bruk med vct 2 baserat på UF12 vill inte heller ge någon separation. Bruket med vct 2 baserat på INJ30 vill ge cirka 5% och baserat på ANL cirka 15% separation.

2. Penetration och pluggbildning av cementbaserat injekteringsbruk

2.1. Penetration, pluggbildning och filtration av cementkorn i sprickor med varierande sprickvidd

Ett bruk, under penetration genom en spricka, kan stanna pga. den ackumulerade friktionen mellan bruket och berget eller pga. att cementkorna bygger ett valv över sprickviddminskningen. Den andra processen är känd som pluggbildning eller filtration. Pluggbildning kan också inträffa i borrhålet i kontakten med en spricka.

Frågeställningen är vilka faktorer och processer påverkar penetration? Kan penetration och filtration mätas med någon mätmetod? Kan egenskaperna av ett bruk ändras för att undvika pluggbildning?

Design av dessa egenskaper har studerats av andra forskare på många olika sätt och med olika mätmetoder (Schwarz 1997, Axelsson et al. 2009, Hansson 1995, Eriksson and Stille 2003, Sandberg 1997, Nobuto et al. 2008, Hjertström 2001, Eklund and Stille 2008).

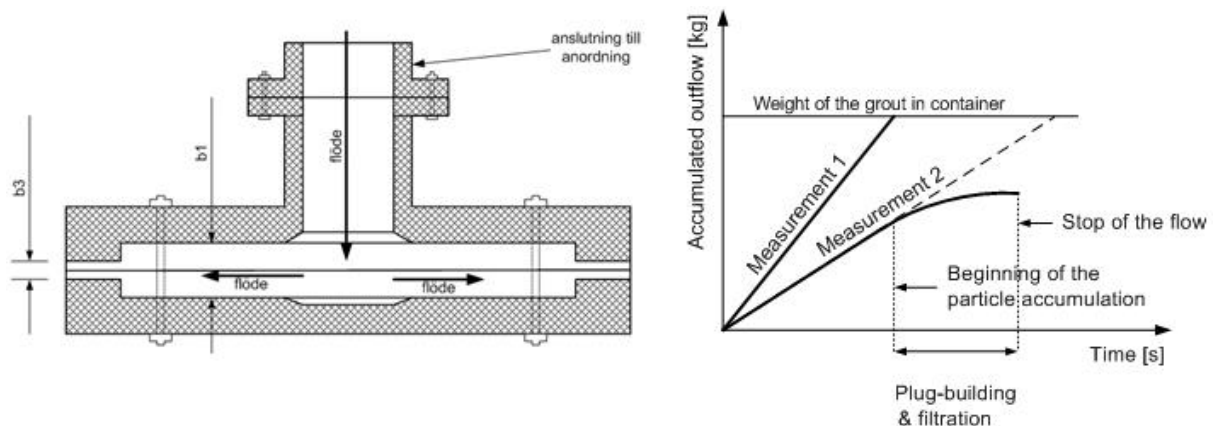
Litteraturstudien har visat att en del forskare är oeniga om hur vissa faktorer påverkar penetration. Det är viktigt att betona att en del av dessa slutsatser är baserade på testresultat gjorda med olika mätmetoder och olika bruk vilket gör jämförelse svårt.

I denna studie har påverkan av olika faktorer på penetration testats med en speciellt byggd mätutrustning. En spricka i berg är simulerad med en spalt mellan två parallella plattor med en spaltviddminskning. Två olika testutrustningar har byggts. En av dem är kallat kort spalt och en lång spalt. Den långa spalten är byggd att testa penetration vid en lägre tryckgradient över spaltviddminskningen.

2.2. Material and metoder

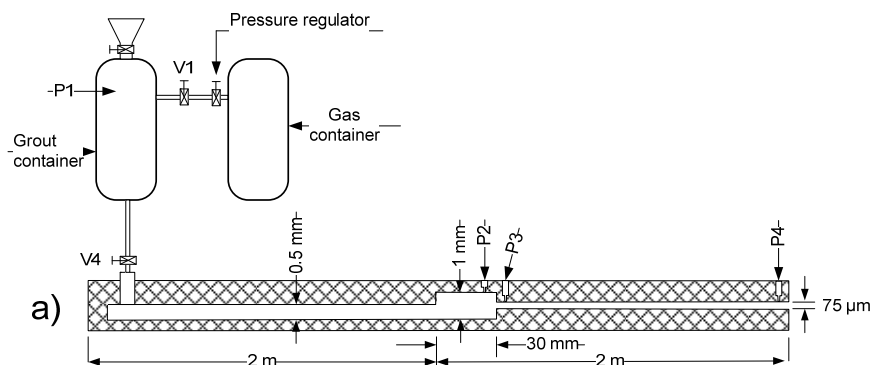
Penetration har studerats i två steg. I steg 1 är penetrationen studerat med kort spalt (Figur 7). Man mäter flödet genom spalten över tiden. Start av pluggbildning och filtration av bruket upptäcks med avtagandet av flödet.

Faktorer som korn storlek, vct och tryck är testade. Påverkan av hydrataion och flockulering är testad genom att jämföra penetration av olika bruk med penetration av motsvarande cement-alkohol blandningar och bruk med tillsatser. Bruk i steg 1 var blandade med labblandare.



Figur 7: Illustration av en kort spalt och mätningen med den .

I steg 2 har penetration studerats med tre olika testmetoder. De är lång spalt, kort spalt och penetrationsmeter (Eriksson and Stille, 2003). Bruk i steg 2 var blandade med fältblandare Cemix 103 från Atlas Copco. Figur 8 illustrerar den långa spalten. Filtrationsprocess under injekteringen har studerats med mätningen av fyra karakteristiska tryck (P1,P2,P3 och P4) och mängden av det återstående bruk i behållaren i fall av flödesstopp under mätningen.



Figur 8: Illustration av en lång spalt för test av penetration av bruk.

2.3. Penetration uppmätt med kort spalt i steg 1

Tabell 2 visar summerat penetration av fyra bruk baserade på grövre och finare cement uttryckt med $b_{kritiskt}$ och k ($b_{kritiskt}/d_{95}$).

INJ30 vct=0.6 bruk visade bäst penetration av dem fyra testade bruk enligt mätningarna med kort spalt. Bruk baserade på finare cement än INJ30 visade betydligt lägre penetration. Den låga penetrationen är troligen orsakad med en större hydratation och flockulering.

Tabell 2: Summerat penetration av bruk baserade på grövre och finare cement uttryckt med $b_{kritiskt}$ och k ($b_{kritiskt}/d_{95}$).

	ANL, vct=0.5	INJ30, vct=0.6	UF16, vct=1.0	UF12, vct=1.2
$b_{kritiskt}$ [μm]	250	65	125	250
k ($b_{kritiskt}/d_{95}$)	2	2	8	21

Mätningarna med olika vct genomförda med bruk baserade på både grövre och finare cement visade att penetration är vct beroende. Ett större vct ger en bättre penetration.

Mätningarna med olika injekteringstryck visade att ett högre tryck reducerar risk för pluggbildning. Ett högre tryck håller spalten öppen en längre tid genom erodering av ansamlade korn längst spaltkanten och delvis uppbyggda plugg vid spaltviddminskningen.

Mätningarna med tillsatser visade att tillsatser har en positiv effekt på penetration av bruk baserade på den mycket fina cement. Mätningarna med cement-alkoholblandningar visade att det är huvudsakligen hydratation och flockulering som försämrar penetration av bruk baserade på mycket fina cement.

2.4. Penetration uppmätt med lång och kort spalt och penetrationsmeter i steg 2 och jämförelse av dessa resultat

Tabell 3 visar summerade resultat av genomförda tester med den långa spalten, med den korta spalten med $75\mu\text{m}$ spaltvidd och penetrationsmeter i steg 2.

Mätningarna med den långa och korta spalten visade något olika resultat. I nästan alla test genomförda med den långa och korta spalten var bruk evident filtrerade under en längre period. Trots denna filtrering, har en betydande mängd av bruk passerat genom spalten i nästan alla dessa tester. Denna filtration visar att spaltvidd av $75\mu\text{m}$ är nära till den kritiska spaltvidden för dessa bruk vilket kan vara en förklaring varför tester med den långa spalten med MF20 vct=0.9 och UF12 vct=1.2 visade varierande resultat.

Mätningarna med INJ30 vct=2 bruk genomförda med den långa spalten visade mycket bättre penetration än mätningarna genomförda med den korta spalten. Jämförelsen mellan de uppmätta resultaten med den långa och korta spalten för MF20 vct=0.9 och UF12 vct=1.2 bruk är något mera komplicerat pga. de varierade resultaten uppmätta med den långa spalten. Hur som helst är medelvärdet av dessa mätningar approximativt samma som resultaten uppmätta med den korta spalten.

Resultaten uppmätta med penetrationsmeter ger en sämre inträngning jämfört med spaltmetoderna. Det kan betyda att penetrationsmeter betydligt underskattar penetrationsförmåga hos cementbaserade injekteringsbruk.

Det var förväntat att tryckförlust i den långa spalten efter spaltviddminskningen kan reducera penetration av bruk. Denna reduktion var inte experimentellt påvisad genom jämförelsen av resultat uppmätta med den långa och korta spalten.

Tabell 3: Passerat mängd av bruk i steg 2 blandade med fältblandare uppmätt med en lång spalt, en kort spalt och penetrationsmeter. Alla hade en spaltöppning på 75 μ m. 100% i den långa och korta spalten motsvarar 1.7 liter medan i penetrationsmeter motsvarar det 1 liter bruk. Resultat är presenterad med passerat volym delat med arean av utloppet [ml/mm²].

Bruk	Lång spalt [ml/mm ²]	Kort spalt [ml/mm ²]	Penetrationsmeter [ml/mm ²]
INJ30, vct=0.6	226 (100%)	51	0.36
	226 (100%)		
MF20, vct=0.9	226 (100%)	171 (100%)	3.19
	66		
UF12, vct=1.2	226 (100%)	173	0.47
	56		

Den långa spalten kan inte användas för vardagsmätningar för att bestämma penetrationsförmåga hos ett bruk men mätningarna med denna metod är förmodligen närmast till sanningen jämfört med mätningarna med kort spalt och penetrationsmeter. Med detta antagande är det möjligt att utvärdera uppmätta resultat med kort spalt och penetrationsmeter.

Variationen av de uppmätta resultaten med den långa spalten och relativt få antal tester gör utvärderingen svårt. Ett större antal mätningar med alla tre metoder bör utföras för att göra en bättre prediktion. Ändå slutsatsen kan dras att penetrationsmeter betydligt underskattar penetrationen hos ett bruk och den korta spalten ger något konservativt resultat jämfört med den långa spalten.

2.5. Slutsatser

Penetration och filtration av cementbaserat injekteringsbruk är komplexa problem påverkade med många faktorer. Cementets kornkurva, vct, injekteringstryck, hydratation och flockulering, blandning, geometri av sprickviddminskningen är några av dem.

Påverkan av många faktorer och förenklad representering av sprickor vid mätningarna gör det svårt att tolka det uppmätta resultatet. Hur som helst, mätningarna med kort spalt i laboratorium visade att metoden var kapabel att fånga påverkan av olika faktorer vilket indikerar att det finns en möjlighet att geometri använd i kort spalt simulerar filtration process i sprickor på ett korrekt sätt.

Mätningar med den långa spalten visade rimliga resultat och är troligen närmast verkligheten jämfört med den korta spalten och penetrationsmetern. Den korta spalten kan underskatta penetrationsförmåga hos bruk. Penetrationsmetern underskattar penetrationsförmåga hos bruk.

Flera mätningar med lång spalt behövs för att få en referens värde och föra en djupare diskussion om mätningresultat uppmätta med kort spalt och penetrationsmeter.

Injekteringsstryck är en viktig faktor som kan påverka penetration hos bruk. Ett högre tryck kan erodera delvis uppbyggda plugg längst sprickkanter och hålla sprickan öppen en längre tid vilket förlänger injektering.

Vct är också en viktig faktor som påverkar penetration. Ett högre vct ger en bättre penetrationsförmåga både hos bruk baserade på grövre och finare cement.

Kornstorlek är en evident faktor som påverkar penetrationsförmåga. Bruk baserade på INJ30 visade bäst penetrationsförmåga jämfört med ANL, UF16 och UF12, med ett förhållande mellan sprickvidd och maximal kornstorlek av 2. Bruk baserade på finare cement har en lägre penetrationsförmåga pga. en högre hydratering och flockulering.

Geometri av sprickviddminskning kan möjligtvis också påverka penetration. Sprickviddminskningen i storleksordning som största korn i bruk kan ha en negativ effekt på penetration.

Blandning av bruk är också en faktor som kan påverka penetration. Bruk baserade på mycket fina cement visade något bättre penetration när de är blandade med fältblandare, medan bruk baserade på INJ30 visade något bättre penetration när de är blandade med labblandare. Detta bör undersökas mera med en högre fokus på blandning.

3. Tillämpning på praktisk injektering

Dagens injekteringsarbeten utföres utgående från krav som ställs i den tekniska beskrivningen. Vanligt är att de föreskrives att separationen skall mätas enligt den standarden som beskrives i artikeln och att separationen skall vara mindre än ett visst värde normalt 5 % efter 1 timme. Den redovisade forskningen har klart visat att denna mätmetod ej ger en relevant bild i förhållande till vad som uppkommer i bergets sprickor. Det finns därför ingen anledning med hänsyn till risken för separation att använda sig av låga vct-tal. Ett högre vct har både bättre inträngningsförmåga och bättre reologiska egenskaper. Det vill säga både tätar bättre och ger en snabbare inträngning.

Vid design av injekteringsarbeten används en lägsta gräns på 100 μ m för att använda sig av cementbruk. Denna gräns kommer från tester med penetrationsmetern. Först är den gränsen

den så kallade kritiska gränsen dvs den gräns för vilket allt bruk passerar och inte den minsta gräns. Vidare så visar vår forskning att denna mätmetod är konservativ. Den praktiska gränsen för vilket cementbruk kan användas ligger därför betydligt lägre och runt ca två gånger störst kornstorleken, vilket för INJ30, (vårt vanligast använda cementsort) ligger på ca 60 µm. Vidare visar forskningen att högre tryck ger en bättre inträngning. Det ger också ett snabbare injekteringsförlopp. Kan man exempelvis kontrollera risken för hydraulisk lyftning genom att följa tryck och flödeskurvan med hjälp av ”Real Time Grouting Control Method” så kan både säkrare, snabbare och tillförlitligare injekteringar utföras.

Referenser

Axelsson, M., Gustafson, G., & Fransson, Å. (2009). Stop mechanism for cementitious grouts at different water-to-cement ratios. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24 (4), 390-397.

Eklund, D., & Stille, H. (2008). Penetrability due to filtration tendency of cement-based grouts. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23 (4), 389-398.

Eriksson, M., & Stille, H. (2003). A Method for Measuring and Evaluating the Penetrability of Grouts. *ASCE*, (pp. 1326-1337).

Eriksson, M., Dalmalm, T., M, B., & H, S. (1999). *Separations- och filtreringsstabilitet hos cementbaserade injekteringsmedel*. Division of Soil and Rock Mechanics. Stockholm: Royal Institute of Technology.

Hansson, P. (1995). Filtration Stability of Cement Grouts for Injection of Concrete Structures. *IABSE Symposium*, (pp. 1199-1204). San Francisco.

Hjertström, S. (2001). Microcement- Penetration versus particle size and time control. *4th nordic rock grouting symposium* (pp. 61-71). Stockholm: SveBeFo Rapport 55.

Hjertström, S., & Petersson, S. (2006). *Fortsatta undersökningar om dispergering av mikrocement*. Stockholm: SveBeFo.

Juenger, M., Monteiro, P., Gartner, E. M., & Denbeaux, G. P. (2005). A Soft X-ray Microscope Investigation into the Effects of Calcium Chloride on Tricalcium Silicate Hydration. *Cement and Concrete Research*, 35 (1), 19-25.

Nobuto, J., Nishigaki, M., Mikake, S., Kobayashi, S., & Sato, T. (2008). Study on filtration property of grouting materials; High-pressure filtration test. *Doboku Gakkai Ronbunshuu C*, 813-832.

Powers, T. (1939). *The Bleeding of Portland Cement Paste, Mortar and Concrete Treated as a Special Case of Sedimentation*. Portland Cement Association, Bulletin No 2, Chicago.

Rosquoet, F., Alexis, A., Khelidij, A., & Phelipot, A. (2003). Experimental Study of Cement Grout: Rheological Behaviour and Sedimentation. *Cement and Concrete Research* , 33 (5), 713-722.

Sandberg, P. (maj,juni 1997). NES-metod för mätning av injekteringsbruks inträngningsförmåga. *Svensk Bergs- & Brukstidning* .

Schwarz, L. G. (1997). *Roles of Rheology and Chemical Filtration on Injectability of Microfine Cement Grouts*. Doctoral Thesis, Northwestern University, Evanstone, Illinois.

Steinour, H. (1945). *Further Studies of The Bleeding of Portland Cement Paste*. Portland Cement Assotiation, Bulletin No 4, Chicago.

Tan, T. S., Loh, C. K., Yong, K. Y., & Wee, T. H. (1997). Modelling of bleeding of cement paste and mortar. *Advances in Cement Research* , 9 (34), 75-91.

Tan, T., Wee, T., Tan, S., Tam, C., & Lee, S. (1987). A consolidation model for bleeding of cement paste. *Advances in Cement Research* , 1 (1), 18-26.

Widmann, R. (1996). International Society for Rock Mechanics Commision on Rock Grouting. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.*, 33 (8), 803-847.

Yang, M., Neubauer, C., & Jennings, H. (1997). Interparticle Potential and Sedimentation Behaviour of Cement Suspensions - Review and Results From Paste. *Advanced Cement Based Materials* , 5 (1), 1-7.

VATTENTÄTANDE TILLSATSMEDEL I SPRUTBETONG I MOTORVÄGSTUNNLAR

Water sealing additives in shotcrete for high way tunnel

Per Lindén, WSP Sverige AB

Ingvar Bogdanoff, WSP Sverige AB

Jimmy Magnusson, Vägverket

Sammanfattning

Det är en vedertagen uppfattning att sprutbetong i tunnlar inte blir vattentät. Motorvägstunnlarna på E18 mellan Sagån – Enköping har inte förinjekterats. Istället har sprutbetongen utformas för att bli relativt vattentät för måttliga vattentryck. Förutsättningar för vattentät sprutbetong antogs vara tillsatsmedel som tätar sprickor i betongen, ökad betongtjocklek och sprickarmering i betongytan. Som sprickarmering provades armeringsnät. Det visade sig dock vara mycket svårt att rationellt armera med nät av kallvalsat stål vid de stora bergutfallen som uppstod vid sprängningarna. Näten ersattes istället med stålfiber. En del i konceptet var att den relativt tjocka sprutbetongen skulle öka möjligheten att efterinjektera läckage, eftersom den bildar ett kraftigt mothåll mot ytläckage av injekteringsmedel.

Vattentätande tillsatsmedel för att täta konventionell betong har använts under decennier. I sprutbetong har dessa tillsatsmedel provats tidigare i tunnlar. Men sprutbetongen i dessa har i övrigt inte utformats för vattentäthet.

Projekteringen av sprutbetongen föregicks av försök i halvskala i 1,5 x 1,5 m stora formar som sprutades till 150 mm tjock betong. Tre olika fabrikat på vattentätande tillsatsmedel provades. Som referens användes sprutbetong med olika tjocklekar, utan tillsatsmedel. Efter att proverna hade härdat i torrhet utsattes dessa för 1m vattenpelare och läckageobservation.

Sprutbetongen i de fyra tunnlarerna är under utförande 2009. Resultatet av de vattentätande ansträngningarna av sprutbetongen börjar framträda.

Summary

It is a well known that shotcrete in tunnels can not be expected to be water tight. Therefore the shotcrete usually is not designed for it. However for the highway E18 tunnels between Sagån – Enköping, efforts were made to design the shotcrete to be tight against the few meter water pressure from the ground-water. The common way in Sweden for decreasing water leakage to tunnels is pregrouting the rock before excavation. This is although a time consuming process with heavy impacts to tunnel excavation cycles. The results from grouting works are not predictable and several grouting rounds are necessary in many cases.

The assumptions to water tight shotcrete were supposed to be a relatively thick layer of shotcrete with water sealing additives. To avoid the common cracking of the shotcrete, a crack control reinforcement should be laid close to the shotcrete surface to the tunnel. After early tests in the tunnel, it became obvious that the modern cold drawn steel nets were not suitable to attach to the uneven rock roof contour. Instead the shotcrete was reinforced the normal way with steel fibers.

Water sealing additives for concrete has been in use for decades. It has been tested in shotcrete in Sweden but the shotcrete in these cases has not been designed for water tightness.

In order to test the effects of the additives, trials were performed in 1,5 x 1,5 m boxes which were sprayed to 50; 100 and 150 mm thickness. Three different additives were tested and compared with sample boxes without additives.

The shotcrete has been applied for a mayor part in the four short tunnels, during 2009. The results from the efforts to design a water tight shotcrete will be visible when the snow melts and the ground water pressure increases the oncoming spring.

Inledning

Den nya sträckan mellan Sagån och Enköping blir 15 km. Vägen får motorvägsstandard med två körfält i varje riktning, som skiljs åt av en fyra meter bred mittremsa med vajerräcke i mitten. Den nya vägen blir ca 400 m kortare än nuvarande sträckning för E18. Sammanlagt byggs dessutom tio kilometer övriga allmänna vägar.

Två tunnlar ingår i vägavsnittet. Dessa byggs som två separata tunnelrör om ca 100 m² med en 10 m bred avgränsande bergpelare. Den ena vid Frösvi, strax öster om Sagån. Den andra vid Ullbro, norr om Ullunda. Tunnelarna blir 200 respektive 170 meter långa.

I objektet ingår 13 broar varav 11 betongbroar, en rörbro och en elementbro. De två längsta broarna är bron över Sagån, 175 meter lång, och bron över Lillån, 63 meter lång.

Total kostnad för objektet uppgår till ca 720 miljoner kr inklusive kostnader för arkeologi och marklösen med mera.

Vägen ska öppna för trafik hösten 2010.

även möjligen av rörelser i bergmassan. Den mest extrema sprickbildningen påträffas på plana sprickytor som uppstått efter bergnedfall. Sprutbetongen på sådana ytor, liksom på berggaddar, görs ofta medvetet tunt eftersom betongen inte har bärande funktion på dessa ytor. Vatten kan emellertid läcka ut från berget även från sådana ytor.

För att minska vattenläckage genom sprickor i betong har olika tillsatsmedel utvecklats. Exempel på sådana är Xypex Admix, Penetron Admix och Kim System. Dessa verkar genom kristallation i sprickorna som minskar eller stoppar vattengenomträngning. Dessa tillsatsmedel har använts i konventionellt gjuten betong under decennier. Den vattentätande förmågan är väl dokumenterad. Under senare tid har medlen provats även i tunnlar med varierande resultat. Som exempel kan nämnas Xypex i Törnskogstunneln i Stockholm och Vuolitunneln i Helsingfors. Penetron Admix har använts för eftertätning i tunnel i Botniabanan och flera tunnlar i Norge.

Provning i halvskala

För att verifiera vattentätning i sprutbetong med tillsatsmedel utfördes tester med tre olika fabrikat. Försöken projekterades och leddes av WSP under sommaren 2006.



Figur 2. Sprutning av prov med 150 mm sprutbetong. Bakom betongen syns den 1 m höga plåtbehållaren för vattenbelastningen



Figur 3. Tvärsnitt av provlåda. Betongformen utfördes med UPE balkar som förstärktes med hålbalkar för att minska deformation från krympning



Figur 4. Full vattenbelastning med 1 m vattenpelare

Vattenlast 0,1 och 0,3 m

Efter 56 dygn belastades proverna med 0,1 m vattenpelare. Samtliga prover utom KIM S och Penetron Admix hade mycket kraftiga läckage i anslutningen till stålbalkarna där betongen hade släppt pga krympning.

I provet med 50 mm referens betong sjönk vattenytan hastigt genom den genomgående sprickan och längs kanterna till stålbalkarna. I övriga prover utan tillsatsmedel uppstod fukt fläckar. Även samtliga prover med 150 mm betong blev blöta efter kanterna mot stålbalkarna.

För att kunna behålla vatten ovanför proverna tätades betongens anslutning mot balkarna där betongen hade krympt från formen.

Lasten 0,3 m påfördes nästa dygn. Referens provet 50 mm läckte kraftigt genom sprickan. Läckaget avtog dock efter ytterligare ett dygn. En förvånande hög självläkning hade inträffat i provet.

Vattenlast 1,0 m

Vattennivån ökades till 1,0 m vattenpelare, 63 dygn efter sprutningen. Tät dropp på flera ställen längs balkarna uppkom nu i KIM HS och Penetron Admix som inte hade

eftertätats mot kanterna till stålbalkarna. Läckaget avtog dock och en markant självläkning inträffade efter några dygn. Läckagen minskade sedan ytterligare något.
Täthet efter 122 dygn

- 50 mm referens var blöt över hela ytan.
- 150 mm proverna Penetron Admix, KIM HS och Xypex Admix var torra mitt i fälten utanför balkarna. Enstaka dropp förekom i anslutningen till stålbalkarna.
- Referens proverna 100 och 150 mm hade fuktfläckar även ute i fälten.
- Referensprovet 150 mm var blött på ca 90 % av ytan.
- Referensprovet 100 mm var något torrare än referensprovet 150 mm.
- Xypex 50 mm hade tät dropp längs kanterna mot balkarna och ca 50 % av ytan var blöt.
- Xypex 100 mm var blöt över ca 50 % av ytan



Figur 5. Undersidan på 150 mm Penetron Admix till vänster och referensprovet till höger efter avslutad test med 1 m vattenpelare

Sprickbildningen i betongproverna blev avsevärt mindre än förväntad. Endast 50 mm referens fick en synlig genomgående spricka.

Försöken visade efter 120 dygn, att 150 mm betong med tillsatser av vattentätande medel förblev torr mitt i proverna där det inte fanns inverkan av läckage från kanterna. De skillnader som fanns mellan de tre 150 mm proverna med olika fabrikat av tillsatsmedel kan bero lokala variationer i sprutningen mot balkarna.

Att referensprov 100 mm var torrare än referensprov 150 mm kan bero på anomalier i betongen som uppstår vid sprutningen.

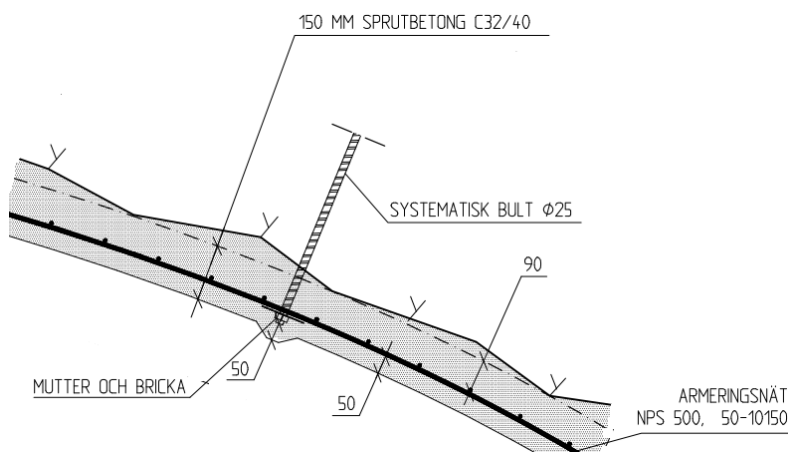
Referensprovet 100 mm var ungefär lika fuktig som Xypex 50 och Xypex 100. Xypex 50 var mycket torrare än referensprovet 50 mm.

Finansiering av försöken

Försöken finansierades av Banverket, Vägverket Region Mälardalen och WSP Samhällsbyggnad.

Projekterad vattentätande sprutbetong

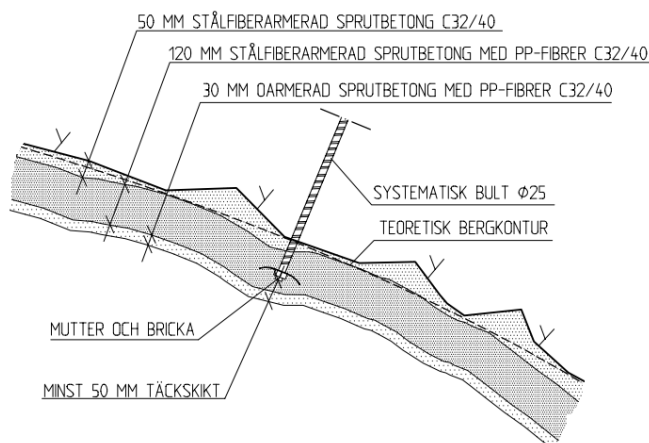
Halvskaleförsöken indikerade att 150 mm sprutbetong har förutsättningar för att bli relativt vattentät för låga vattentryck. För att minimera sprickbildning projekterades ett armeringsnät placerad mot tunneln.



Figur 6. Projekterad sprutbetong

Armeringsnät var innan fiberarmering kom att dominera, relativt vanlig i sprutbetong. De moderna armeringsnäten är emellertid kalldragna. Dessa kunde inte monteras efter bergytan som ställvis var mycket ojämn. Försök med armeringsnät visade att de styva näten skulle kräva stora mängder moduleringsbetong. Den utförda sprutbetongen armerades därför på konventionellt sätt med stålfiber.

Som vattentätande tillsatsmedel valde entreprenören Penetron Admix.



Figur 7. Utförd sprutbetong

En synnerligen viktig aspekt i konceptet är att sprutbetongen skall utföras till full tjocklek i ett påslag. I tunna skikt blir sprickorna större än i tjocka skikt. I dessa blir vattenföringen större med risk för att kristallbildningen från vattentätande tillsatsmedlet inte räcker till.

En annan del i konceptet är att den tjocka sprutbetongen är ett utmärkt mothåll vid efterinjektering. Detta utförs med polyuretan genom smala manschetter i 0,5 m borrhål.

Lägesrapport

Tunnlarna är färdigsprängda och allt förstärkningsarbete är avslutat. Ingen förinjektering har utförts. Vid vissa vattenläckage monterades tunna dränmattor mot berget för att undvika att den färska sprutbetongen skulle tryckas ut.

Under våren 2010 utförs efterinjektering med polyuretan. Mängden är uppskattad till 400-500 hål i det fyra tunnelrören. Därefter kommer kvarstående läckage att åtgärdas med traditionella dränmattor. Omfattningen är i nuläget bedömd till totalt 10 % av den betongtäckta tunnelarean.

Uppföljning av läckage och utvärdering av konceptet kommer att utföras under våren och sommaren 2010.



Figur 8. Ett av tunnelrören innan efterinjektering

EXPERIENCES WITH REAL TIME GROUTING CONTROL METHOD

Erfarenheter av Real Time Grouting Control Method (Injekteringskontroll i realtid)

Björn Stille Vattenfall Power Consultant AB
Prof. Håkan Stille KTH Royal Institute of Technology
Prof. Gunnar Gustafson Chalmers University of Technology
Shinji Kobayashi Shimizu Corporation

Abstract

In the paper the concept of “Real Time Grouting Control Method” is described in order to calculate the grout penetration and to control grouting in real time by applying developed theories for grout spread. The stop criterion can with this method be related to achieved grout spread such as the fact that grouting is completed when the grout penetration for the smallest fracture that has to be sealed is above a certain minimum value (target value) or before the grout penetration for the largest fracture aperture reaches a certain maximum value (limiting value).

It might also be possible by following the ongoing grouting minute by minute to predict the course of the grout flow and spread and also analyze the risk for uplift and jacking. These issues will also be discussed in the paper.

Verification of the “Real Time Grouting Control Method”, with field data from four tunnel projects in Sweden is presented in the paper. The calculated flow dimensionality, the calculated fracture apertures and the calculated grout flows were quite close to those measured. This indicates that the “Real Time Grouting Control Method” may be applicable to real grouting design and control.

Sammanfattning

I artikeln beskrivs konceptet “Real Time Grouting Control Method” för att kontrollera injekteringen i realtid genom att applicera teorier för bruksspridning. Stoppkriteriet kan med den här metoden relateras till en uppnådd inträngningslängd *större än* ett minsta värde (mål värde), för den minsta sprickan, eller *mindre än* ett visst max värde (begränsande värde). för den största sprickan.

Det kan också vara möjligt att följa injekteringen minut för minut för att förutsäga bruksflödet, bruksspridningen och för att analysera risken för upptryckning och spräckning vilket diskuteras i artikeln.

”Real Time Grouting Control Method” verifieras i artikeln med data från fyra tunnel projekt. Beräknad flödesdimensionalitet, beräknad aperture och beräknat flöde var nära de uppmätta. Detta indikerar att ”Real Time Grouting Control Method” kan appliceras för injekteringsdesign och kontroll.

1. Introduction

1.1 Background

The objective of grouting of tunnels and dam foundations is to reduce water flow into the tunnel or under the dam. This will be achieved by filling up the water bearing fractures to a certain length creating a water tight zone. The spread of grout is governed by a number of complex relations. Up to 1990, the understanding was more or less based on empirical knowledge as described in /Houlsby, 1990/. A deeper theoretical understanding of the mechanism as manifested in /Lombardi, 1985/, /Hässler et al, 1988/, /Gustafson and Stille, 1996/ and /Eriksson et al, 2000/ has had an impact on the development of both new stop criteria and new grouting materials.

The research during recent years has given us a better understanding of the water-bearing structures of the rock mass as well as analytical solutions of the grout spread /Gustafson and Claesson, 2005/. In /Hässler,1991/ the concept of analysis of grout spread in real time was discussed for the first time. The analytical solutions of the governing differential equations have implied that tools for analyzing grout spread in real time have been possible to develop. The principle was first described in /Gustafson and Stille, 2005/ and was later further developed in /Kobayashi and Stille, 2007/ and in /Kobayahi et al 2008/.

In this paper the concept of what is called the “Real Time Grouting Control Method” is presented which is based on the development of the theories for grout spread mentioned above. This paper has in an extended version first been presented in Geomechanics and Tunnelling 5, 2009 /Stille et al 2009/.

1.2 Grouting control with “Real Time Grouting Control Method

Modern grouting equipment has a computerized logging tool which continuously records different grouting parameters such as grouting time, grouting pressure, grout flow and grouted volume. By following the ongoing grouting minutes by minutes it will be possible with the above mentioned theories to predict the course of the grout flow and penetration and also analyze the risk for uplift and jacking. It will imply that the stop criterion can be related to grout penetration which is desirable instead of volume or minimum flow according to following:

- *Grouting is completed when the grout penetration of the smallest fracture, that has to be sealed, is above a certain minimum value (target value) or before the grout penetration for the largest fracture aperture reaches a certain maximum value (limiting value).*

The concept of the “Real Time Grouting Control Method” is to calculate the grout penetration and control grouting in real time by applying the development of the theories for grout spread. The procedures for the “Real Time Grouting Control Method” system are shown in figure 1.1

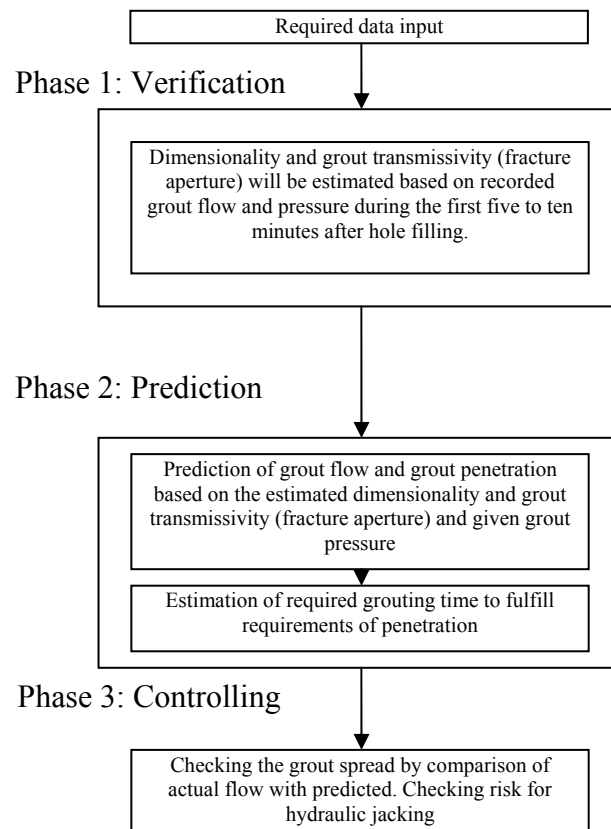


Figure 1-1. Grouting control procedures using the “Real Time Grouting Control Method”.
Kontroll procedur för injektering med “Real Time Grouting Control Method”

The minimum penetration length and/or maximum penetration length will be required as input data. Since the penetration length is proportional to the fracture aperture, the smallest aperture that has to be sealed as well as the aperture of the largest fracture will also be required. In order to calculate the penetration length, the grout material properties must be known. In addition, other data such as groundwater pressure and hole filling volume are necessary. Table 1-1 shows the data required for the grouting control system

Table 1-1. Required data for the “Real Time Grouting Control Method”.

<i>Erforderlig indata till “Real Time Grouting Control Method”.</i>	
Hydro geological design data	Smallest aperture size that has to be sealed – Minimum penetration length Largest aperture size – Maximum penetration length
Grout material properties	Yield value Viscosity
Other data	Grout mix penetrability (minimum aperture size) Groundwater pressure Hole filling volume

2. Application of Real Time grouting Control Method

2.1 Required data input

In the following section, one actual grouting logs recorded from the grouting field experiment at the 450 m level in the Äspö HRL, and shown in Figure 2-1, are used to explain the grouting control method. To complete the required data and make up an example, the following values are assumed:

- Requirements
 - Smallest aperture size 0.05 mm - Minimum required penetration length 7.5 m
 - Largest aperture size 0.10 mm - Maximum required penetration length 25 m
- Grout properties Yield value (τ_0): $0.296 \cdot e^{0.0004t}$ Pa, viscosity (μ_g): $0.0056 \cdot e^{0.0004t}$ Pas
- Groudwater pressure 3.36 MPa
- Hole filling volume 70 l

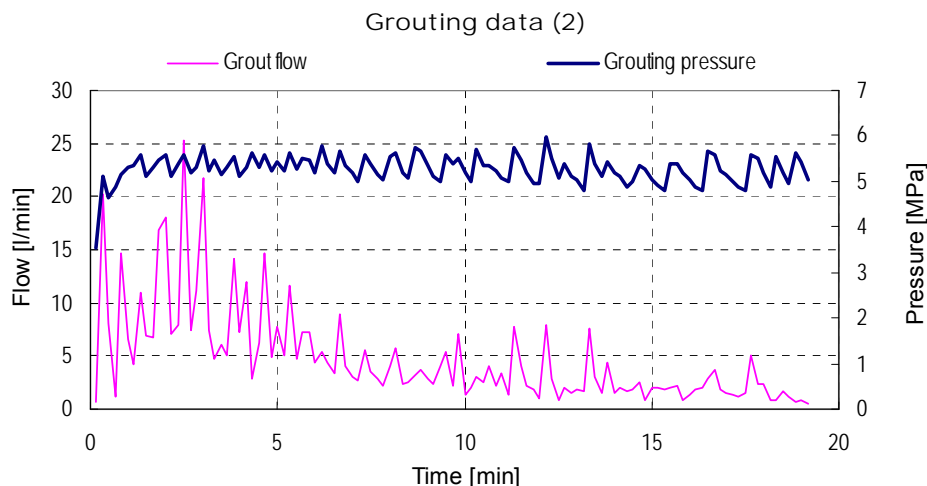


Figure 2-1. Recorded grout flow and grouting pressure /Kobayashi et al 2008/.
Injekteringsdata; Bruksflöde och injekteringstryck /Kobayashi et al 2008/.

2.2 Phase 1 Verification

Determination of dimensionality

After the grout hole has been filled (8 minutes), corrected time can be calculated on the basis of the grouting pressure and the grout properties. By using the corrected time, the recorded grout flow and the grouted volume, the dimensionality of the flow in the fracture can be calculated during the grouting procedure. As examples, the indexes for determination of the dimensionality after 15 min. (grouting time 7 minutes) are shown in to Figure 2-2. Although spread of the calculated values is found due to the fluctuation of the grouting pressure, it is likely that the flow dimension of Grouting No. 2 is 2D. The average value for the index parameter is $Qt / V_{average} = 0,82$.

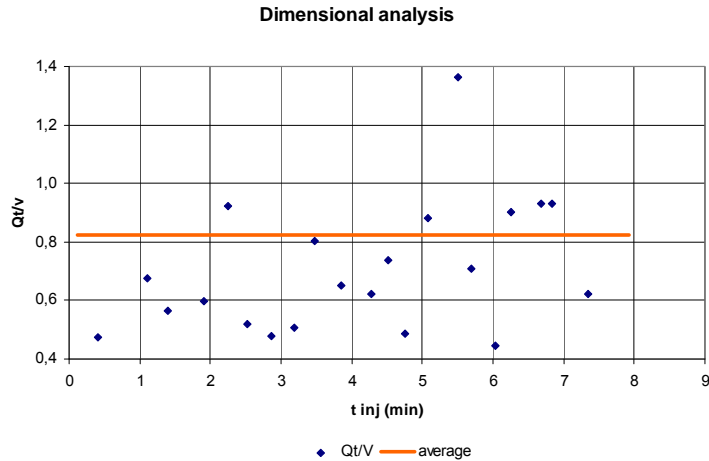


Figure 2-2. Index for analyzing the dimensionality, Qt/V .
 Index för analys av dimensionalitet, Qt/V .

Estimation of Grout transmissivity (fracture apertures)

The theoretical grout volume can be calculated for both the 1D and 2D cases. In both cases it has to be born in mind that grout may enter several fractures, shown by the term $\sum wb^2$ for the 1D case and $\sum b^3$ for the 2D case. Both terms are a function of the fracture aperture. However the generally Pareto distributed transmissivity / Gustafson and Franson, 2005/ of the fractures means that the largest fracture dominates the water inflow and the penetration of the grout. Taking the cubic root of $\sum b^3$ will therefore give a reasonable approximate value of the largest aperture for the 2D case. Figure 2-3 shows a comparison of calculated and measured injected volumes after that the borehole was filled with grout. The parameter $\sum b^3 = 5,5 \cdot 10^{-13} \text{ m}^3$ was determined by minimizing the sum of squared differences between them. Assuming that the whole transmissivity corresponds to one fracture gives $b = 82 \text{ }\mu\text{m}$. This value is roughly the same as given as maximum aperture. For the 1D case the width of the channel must also be estimated.

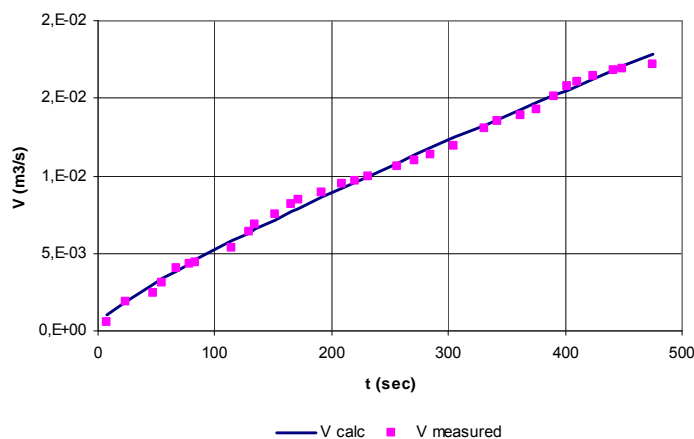


Figure 2-3. Comparison of calculated and measured grout volumes, $\sum b^3 = 5,5 \cdot 10^{-13} \text{ m}^3$
 Jämförelse mellan beräknade och uppmätta bruksvolym. $\sum b^3 = 5,5 \cdot 10^{-13} \text{ m}^3$

2.3 Phase 2 Prediction

Calculation of penetration length and grout flow

Once the dimensionality of the fracture has been determined, the theoretical penetration length and grout flow can be calculated based on the fracture aperture. Figure 2-4 shows the penetration length after 15 min. and figure 2-5 shows the grout flow.

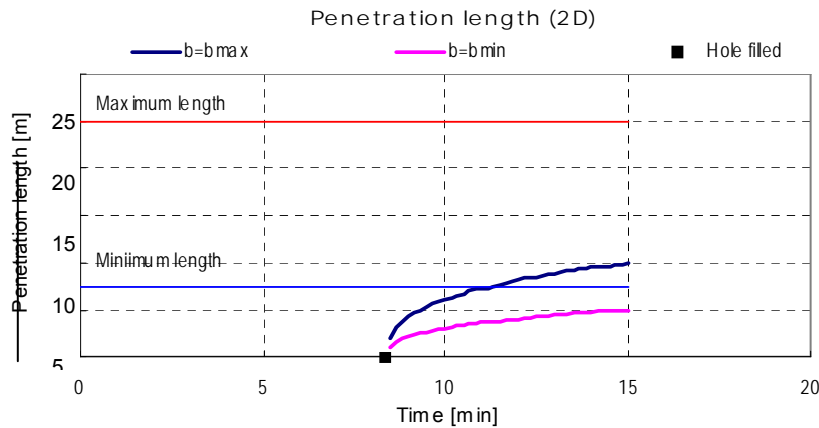


Figure 2-4. Estimated penetration length for the 2D case after 15 min /Kobayashi et al 2008/.
Beräknad inträngningslängd för 2D fallet efter 15 min injektering. /Kobayashi et al 2008/.

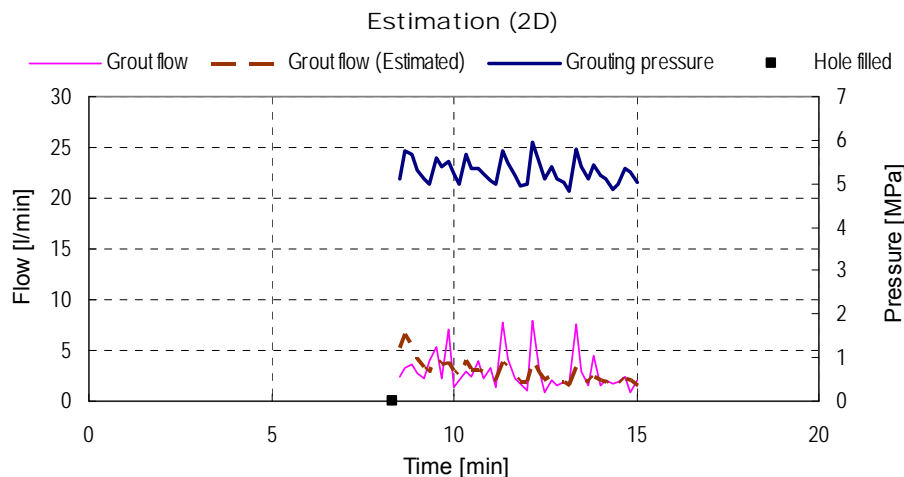


Figure 2-5. Estimation of grout flow for the 2D case up to 15 min /Kobayashi et al 2008/.
Beräknat bruksflöde för 2D fallet efter 15 min injektering /Kobayashi et al 2008/.

Estimation of required grouting time-Stop Criteria

The grouting cannot be considered complete at $t = 15$ min., as the grout penetration in the smallest fracture aperture to be sealed has not yet reached the target value and the grout penetration in the largest fracture is not above the limit value. It appears as though the grout penetration of the minimum fracture aperture will not reach above the required minimum value (see figure 2-4). Nor will the grout penetration for the maximum fracture aperture reach above the required maximum value for a reasonably long time to come. In this case, the grouting design should be changed by, for example, using a higher grouting pressure or a grout material with a lower viscosity.

By using the estimated fracture apertures (grouted fracture “volume”) $\sum wb^2$ for the 1D case and $\sum b^3$ for the 2D case at a certain point, it is possible to predict the grouting. However, the grouting pressure must of course be assumed in order to predict the grout flow and the grout

penetration. The penetration could be improved by increasing the grout pressure. In this case, a calculation has also been made for a pressure of 7 MPa as shown in Figure 2-6 and 2.7.

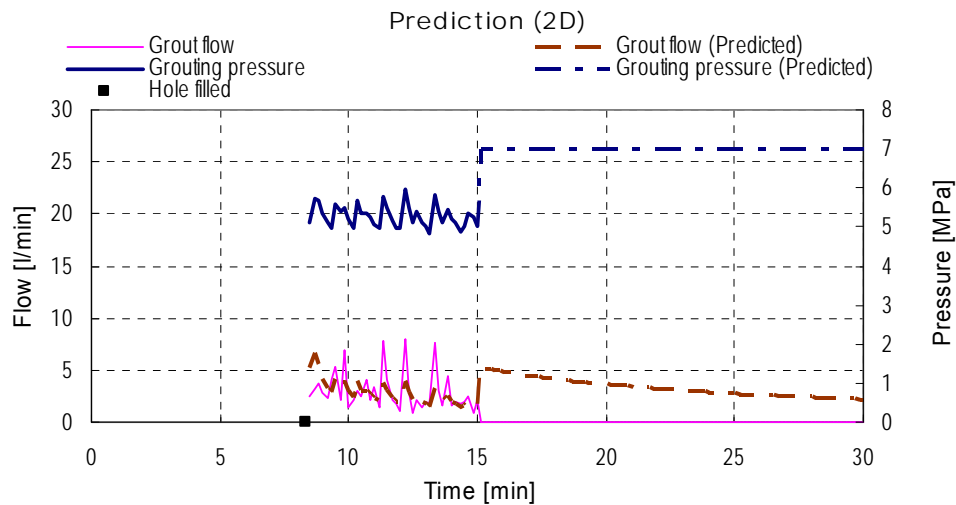


Figure 2-6. Prediction of grout flow over a period of 30 minutes for the 2D case using the increased grouting pressure /Kobayashi et al 2008/.
Bruksflödesprognos under 30 min period för 2D fallet med ökat injekteringstryck /Kobayashi et al 2008/.

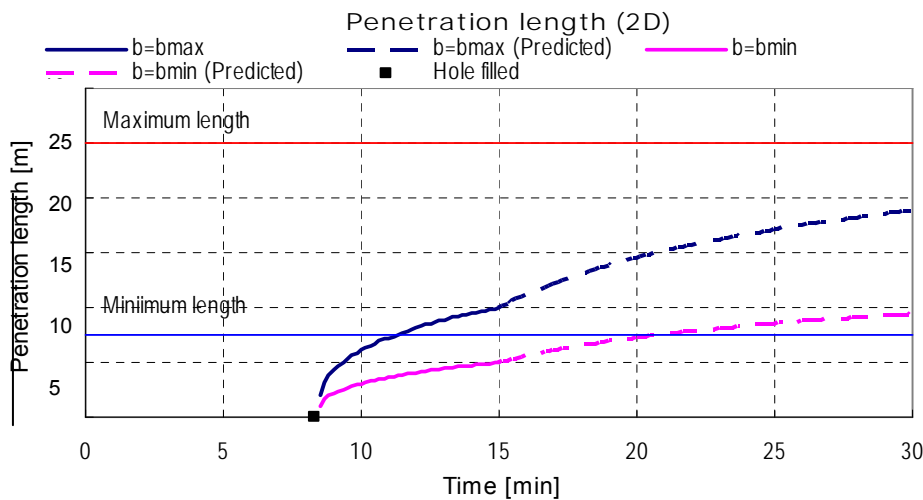


Figure 2-7. Prediction of penetration length over a period of 30 minutes for the 2D case using the increased grouting pressure /Kobayashi et al 2008/.
Prognos över inträngningslängden under 30 min period för 2D fallet med ökat injekteringstryck /Kobayashi et al 2008/.

The calculation gives that the required penetration will be achieved after about 22 minutes with increased grouting pressure. This will be the stop criterion for the grouting.

2.4 Phase 3 Controlling

Calculation of the risk of hydraulic jacking and uplift

Grouting will induce stresses in the rock mass. They may cause block movements, hydraulic jacking or uplift. The risk of uncontrolled deformations have to be avoided and depends on

the pressure and volume /Lombardi and Deere 1993/. Studies carried out by /Brantberger et al., 2000/ showed that the risk of hydraulic uplift was better analyzed by introducing grout penetration instead of volume. Since the penetration length will be calculated during the grouting process in the “Real Time Grouting Control Method”, it may be possible to check the risk of uplift in real time. Comparison between predicted and measured grout flow or estimation of grout transmissivity (fracture aperture) will also give a direct possibility to notice hydraulic jacking. Some examples will be shown in chapter 3.

The term uplift in this context corresponds to ultimate bearing capacity of rock mass. Hydraulic jacking may occur at lower level /Gothäll and Stille, 2009/ and /Fransson et al 2007/.. It is important to point out that there are also other cases such as leakage of grout to the face or jacking the face which also have to be considered. Such risks can be controlled by reviewing the flow-pressure data. Largest risk for uplift is connected to longest penetration. Therefore the penetration for the largest fracture aperture should be used in the calculations. In /Brantberger et al., 2000/, the allowable lifting force is calculated with an assumption of a circular open fracture so that the lifted rock mass geometry. Corresponding analysis have been carried for the 1-D cases in /Kobayshi et al 2009/.

3. Experiences from different case histories

3.1 Case histories

The theory of grout penetration and grout flow has been tried on four projects in order to demonstrate the applicability of the theory. The projects, case histories are located at different parts of Sweden in different geologies and at different depths. For each case, grout data have been recorded and the theory of dimensionality, estimation of fracture apertures and theoretical grout flow has been calculated.

The case histories are from Äspö Hard Rock Laboratory at the 450 m level, the Northern Link Road projects in Stockholm and from Botniabanan a railway project in the middle of Sweden. The data from the Äspö Hard Rock Laboratory have been showed in paragraph 3 to demonstrate the application of the theory, which was performed in a very controlled environment under the supervision of SKB (Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co). Short summaries of the project data are shown in Table 3-1.

Table 3-1. Case history summary.
Fallstudie sammanfattning.

Case history	Geology	Depth (data from:)	Inleakage (after grouting)	Comments
Äspö	Äspö diorite, very competent	450 m	<4,5 l/min.100 m	Swedish nuclear repository research center, very good quality data, / Kobayashi et al.2008/
Northern Link NL101	Granite, Gneiss, competent	10-20 m	~2 l/min.100 m	Road tunnel system, Swedish road administration, Long (20 m), planar and smooth fractures, “bedding planes/. Urtel & Bohlin, 2008/
Northern Link NL34	Sedimentary gneiss, fractured	20 m	~4 l/min.100 m*	Road tunnel system, Swedish road administration, fractured rock, zones. /Bruno, 2009/
Botniabanan (E3541)	Metagreywacke, partly very fractured	80 m	~20 l/min.100 m	Rail road tunnel system, Swedish rail road administration, partly very fractured, high frequency of zones. / Stille&Andersson, 2008/

*Estimated value, project is under construction.

3.2 Method of analysis

The method of analysis follows the outline described in the paragraphs above. The logged data are processed for each individual grout hole and after a given time after hole filling (about 5 to 10 min but could be depending on the rock mass) the dimensionality are evaluated. At this point an initial sum of fracture apertures are calculated. The data are used to calculate a theoretical flow that can be compared to the actual flow from the case record to show the veracity of the theory.

3.3 Examples of applications

The data from /Bohlin and Urtel 2008/, /Kobayashi et al 2008/ and /Bruno 2009/ are shown in figures 3.1-3.8 to demonstrate the application of the theory. In these records it is shown that the data from the grouting hole can be used to calculate a sum of fracture aperture and that this information can be used to calculate a theoretical grout flow that follow the case data fairly well. Some cases which show hydraulic jacking are also given.

Dimensionality

The dimensionality show the dominating grout flow paths within the rock mass. Since the calculated product of $Q*t/V$ are influenced by the oscillating pump pressure the dimensionality show a corresponding fluctuation. In the calculations made by /Bruno, 2009/, the dimensionality are calculated with a corrected time for the 1 and 2D flow case. The corrections are made for each flow case and each result in separate different dimensionality data. In figures 3-1 and 3-2 dimensionality data are shown for a 2-D and a 1-D case but with both possible sets presented. As can be seen in the figures either set give the same interpretation of 2-D flow.

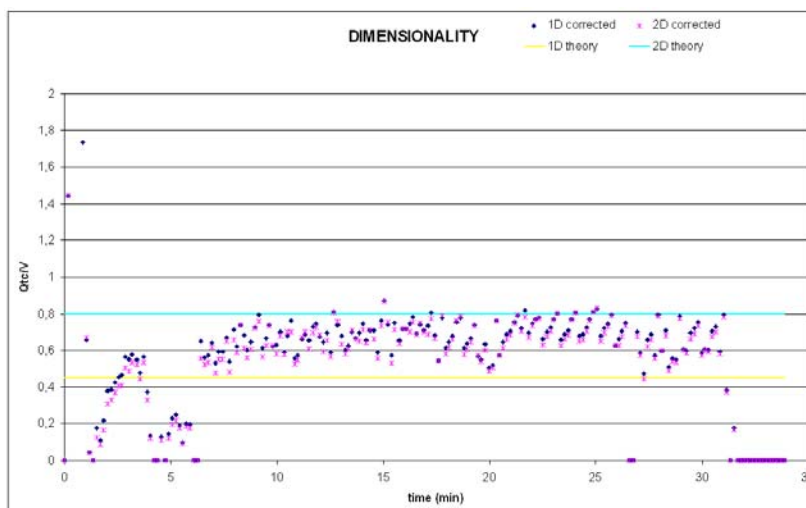


Figure 3-1. Dimensionality of hole 31, fan 6, showing 2D flow /Kobayashi et al 2008/.
Dimensionalitet för hål 31, skärm 6, figuren visar 2D flöde /Kobayashi et al 2008/.

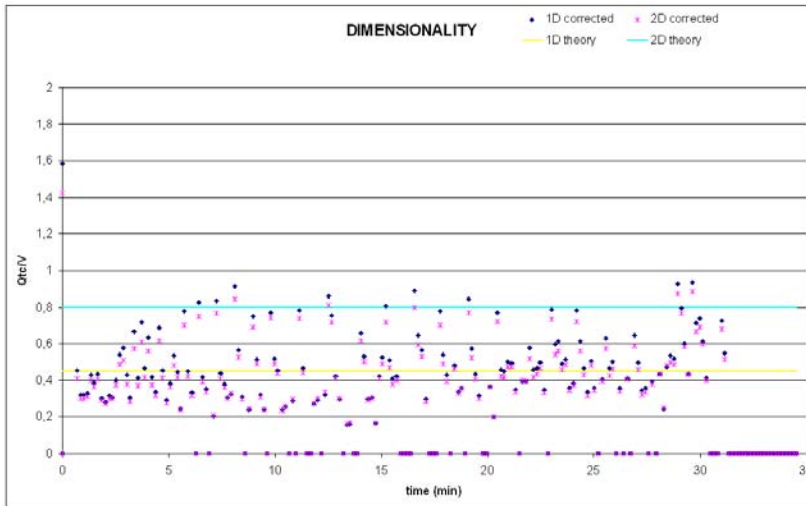


Figure 3-2. Dimensionality of hole 1, fan 7, showing 1D flow/Kobayashi et al 2008/.
 Dimensionalitet för hål 1, skärm 7, figuren visar 1D flöde /Kobayashi et al 2008/.

In some cases see figure 3-3, the data indicate that the dimensionality can vary /Bruno, 2009 and Kobayashi et al 2009/ and that during the course of grouting a hole can change from 2-D to 1-D and back again. This is not surprising however considering the heterogeneity of the rock mass and the fact that grouting is performed sequentially and each grout hole will interfere with the previously performed grouting. One should also consider the experience from exploratory water tests that indicate either erosion of fractures or clogging, /Houlsby 1990/ and /Eriksson and Stille, 2005/. Other explanations could be elastic deformations in the rock mass /Gothäll and Stille, 2009/ or block movements within the rock mass. For these cases the calculated theoretical flow can be adjusted after the dimensionality and a fairly good fit between the curves can be seen.

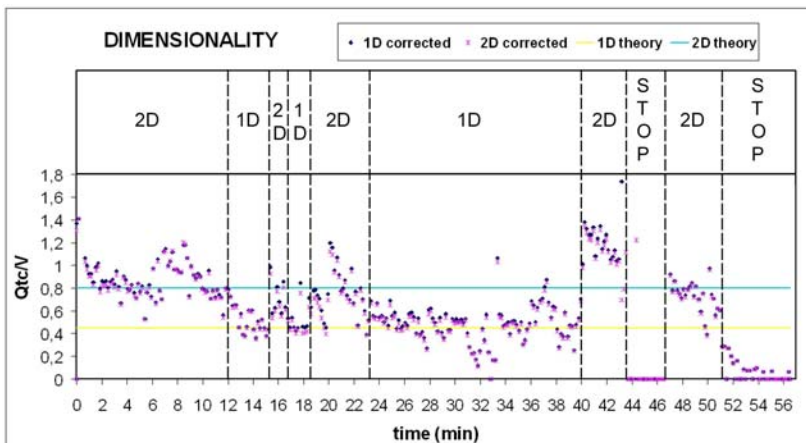


Figure 3-3. Dimensionality of hole 22, tunnel 301 section 1547, showing varying 2-D to 1-D to 2-D data /Bruno 2009/.
 Dimensionalitet för hål 22, tunnel 301 sektion 1547, figuren visar varierande 2-D till 1-D till 2D flöde /Bruno 2009/.

Prediction of grout flow

After the dimensionality of the hole have been evaluated the sum of fracture apertures and theoretical flow can be calculated. The calculated flow in figures 3-4 to 3-6 is related to the dimensionalities in figures 3-1 to 3-3 respectively. The calculation of the theoretical flow follows the pressure curve and the resulting theoretical flow curve can be compared to the actual recorded. In the figures the nominal Q -predicted is used as the theoretical flow.

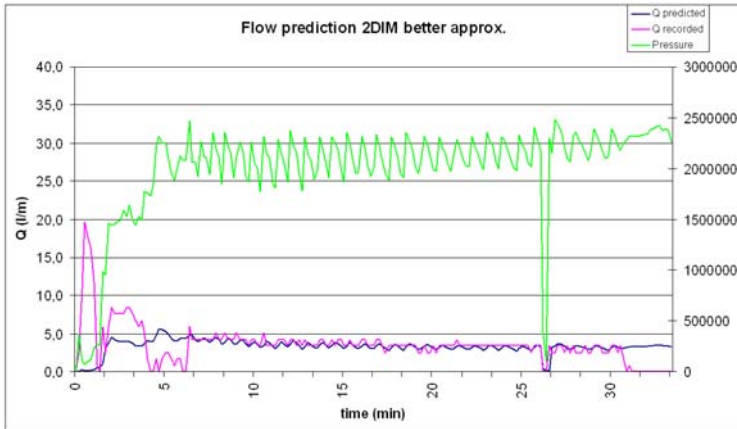


Figure 3-4. Comparison between measured and predicted flow for hole 31, fan 6, 2D-flow /Bruno 2009/.
Jämförelse mellan uppmätta och prognosticerat flöde för hål 31, skärm 6, 2-D flöde /Bruno 2009/.

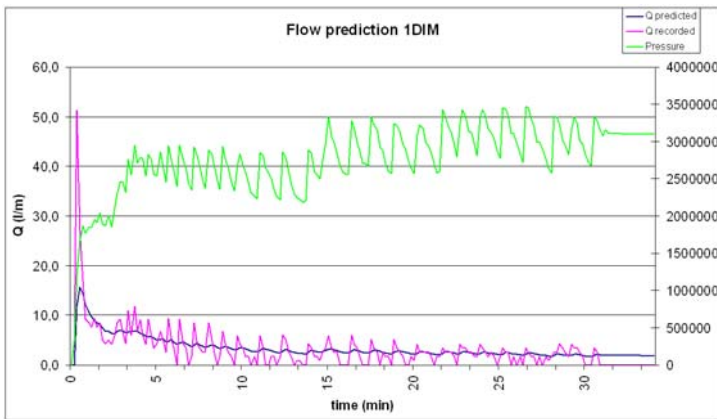


Figure 3-5. Comparison between measured and predicted flow for hole 1, fan 7, 1D-flow /Bruno 2009/.
Jämförelse mellan uppmätt och prognosticerat flöde för hål 1, skärm 7, 1D-flöde /Bruno 2009/.

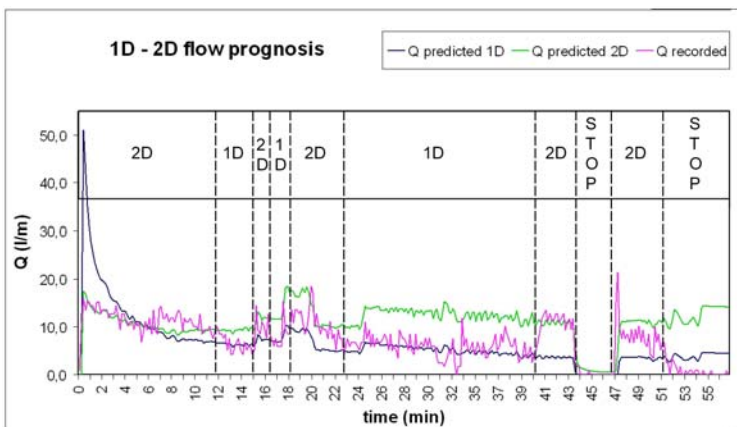


Figure 3-6. Comparison between measured and predicted flow for hole 22, tunnel 301 section 1547, varying flow /Bruno 2009/.
Jämförelse mellan uppmätt och prognosticerat flöde för hål 22, tunnel 301 sektion 1547, varierande flöde /Bruno 2009/.

As can be seen in figure 3-6 where both 1D predicted flow (pink) and 2D predicted flow (green) are shown the recorded grout flow follows the respective theoretical curve according to the varying dimensionality.

Jacking

Sometimes during grouting other anomalies have been recorded. Some of these include uplift or jacking of the ground for shallow grouting operations, figure 3-7 and 3-8.

From the NL101 comes an example of probable jacking with an increasing grout flow for an almost constant pressure. As can be seen in figure 3-7 are the pressures subsequently lowered resulting in an immediate reduction in grout flow but subsequently the trend is that the flow increases. This indicates a probable jacking or uplift of the rock mass (the rock cover was about 10 m during this grouting round).

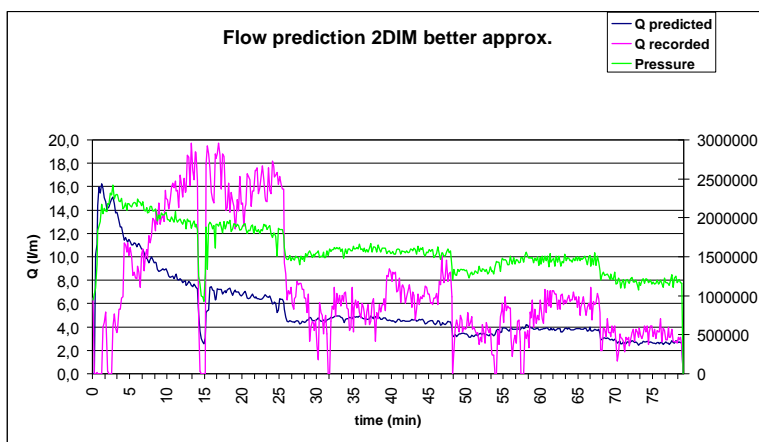


Figure 3-7. Possible uplift or jacking of the rock mass, hole 2, section 267, 2D flow, NL101 adapted from /Bohlin and Urtel 2008/.
Möjlig upptryckning eller spräckning av bergmassan, hål 2, section 267, 2-D flöde, NL 101 efter /Bohlin and Urtel 2008/.

A similar case from NL33, 34 is shown in figure 3-8 where after 26 minutes of grouting the pressure is increased, resulting in an immediate increase in flow. After this possible local jacking the flow goes down followed by a continuous increase in flow until the grouting is aborted after about 40 minutes in spite of the fact that the pressure was reduced.

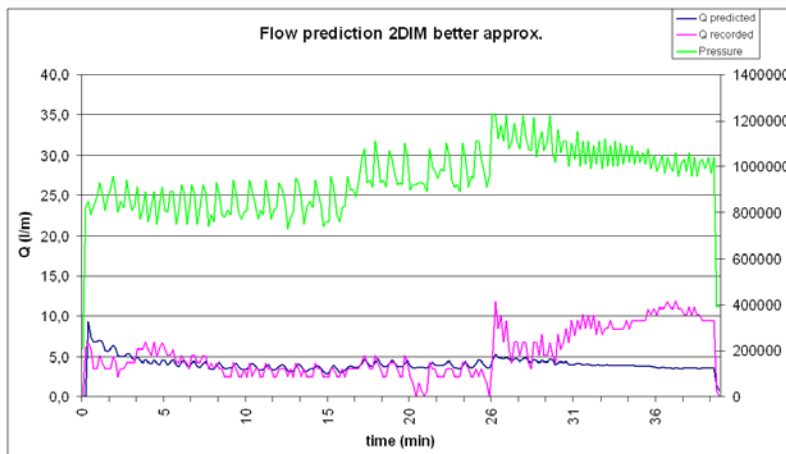


Figure 3-8. Possible uplift or jacking of the rock mass, hole 16, 2D flow /Bruno 2009/.
Möjlig upptryckning eller spräckning av bergmassan, hål 16, 2-D Flöde /Bruno 2009/.

5. Conclusion

In the paper the concept of “Real Time Grouting Control Method” is described in order to calculate the grout penetration and to control grouting in real time by applying developed theories for grout spread. The stop criterion can with this method be related to achieved grout spread such as the fact that grouting is completed when the grout penetration for the smallest fracture that has to be sealed is above a certain minimum value (target value) or before the grout penetration for the largest fracture aperture reaches a certain maximum value (limiting value).

It might also be possible by following the ongoing grouting minute by minute to predict the course of the grout flow and spread and also analyze the risk for uplift and jacking. This could be of special interest for shallow surface grouting or grouting close to other subsurface areas where the possibility to detect jacking or uplift of the rock mass could be of critical interest. The most significant action from the presented examples would have been the ability to abort grouting or lower the grout pressures. These issues have also been discussed in the paper.

Verification of the “Real Time Grouting Control Method”, with field data from four tunnel projects in Sweden is presented in the paper. The calculated flow dimensionality, the calculated fracture apertures and the calculated grout flows were quite close to those measured. This indicates that the “Real Time Grouting Control Method” is applicable to real grouting design and control.

6. References

Atlas Copco, 2009. Product data <http://www.atlascopco.com/>, last access.

Bohlin M, Urtel K, 2008 *Utvärdering av injekteringsutförande – Fallstudie av NL101 och Hornsberg*, Stockholm, Master Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology

Brantberger M, Stille, H, Eriksson, M, 2000. Controlling the grout spread in tunnel grouting – Analyses and developments of the GIN-method, Tunneling and Underground Space Technology, Vol 15, No. 4, pp 343-352,

Bruno A, 2009 Grouting operation monitoring and analysis of the “Real Time Grouting Control” method, Master Thesis at KTH and Politecnico di Torino,

Eriksson M, Stille H, Andersson J, 2000. Numerical calculations for prediction of grout spread with account for filtration and varying aperture, Tunneling and Underground Space Technology, Vol 15, No. 4, pp 353-364

Eriksson M, Stille H 2005. Cementinjektering i hårt berg (Grouting with cement based grout in hard jointed rock) SveBeFo, Stockholm, , Sweden

Fransson, Å.; Tsang, C.-F.; Rutqvist, J.; Gustafson, G. 2007: A new parameter to assess hydromechanical effects in single-hole hydraulic testing and grouting. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences , 44 (7) pp. 1011-1021.

- Gothäll, R. Stille, H. 2009.** Fracture dilation during grouting, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 24, pp 126-135,
- Gustafson G, Claesson J, 2005.** Steering Parameters for Rock Grouting, Submitted to *Journal of Rock Mechanics and Mining Science*.
- Gustafson G, Fransson Å, 2005.** The use of the Pareto distribution for fracture transmissivity assessment. *Hydrogeology Journal* (2005) 14: 15-20.
- Gustafson G, Stille H, 1996.** Prediction of groutability from grout properties and hydrogeological data, *Tunnelling and Underground Space Technology* 11(3), pp 325-332.
- Gustafson G, Stille H, 2005.** Stop criteria for cement grouting, *Felsbau* 23(3), pp 62-68.
- Houlsby A C, 1990.** Construction and design of cement grouting, ISBN 0-471-51629-5, John Wiley & Sons, Inc., USA.
- Hässler L, Stille H, Håkansson U, 1988.** Simulation of grouting in jointed rock, Proc. 6th International Congress on Rock Mechanics, Vol. 2, pp 943-946, Montreal
- Hässler L, 1991.** Grouting of rock –Simulation and classification. PhD Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Kobayashi S, Stille H, 2007.** Design for rock grouting based on analysis of grout penetration. Verification using Äspö HRL data and parameter analysis. R-07-13, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company, Stockholm.
- Kobayashi S, Stille H, Gustafson G, Stille B, 2008.** Real Time grouting Control Method, Development and application using Äspö HRL data. R-08-133, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Company, Stockholm.
- Lombardi G, Deere D, 1993.** Grouting design and control using the GIN principle, *Water Power and Dam Construction*, June 1993, pp 15-22
- Stille B, Anderson F., 2008.** Injektering – tillämpning av injekteringsforskning i fält. Pre-grouting – application of grouting research in the field, Stockholm, SveBeFo rapport 79.
- Stille B, Stille H, Gustafson G, Kobayashi S, 2009.** Experience with real time grouting control method, *Geomechanics and Tunnelling*, 5, vol 2.

STABILITETSANALYS AV KROKSTRÖMMENS VALVDAMM

Stability analysis of the arch dam at Krokströmmen

Anders Gustafsson, Sweco Infrastructure

Fredrik Johansson, Sweco Infrastructure/Avd. Jord och Bergmekanik, KTH

Alexandra Krounis Guerrero, Sweco Infrastructure/Avd. Jord och Bergmekanik, KTH

Håkan Stille, Avd. Jord och Bergmekanik, KTH

SAMMANFATTNING

Sweco har på uppdrag av Fortum utfört en stabilitetsanalys av valvdammen vid Krokströmmens kraftstation. I denna artikel presenteras resultaten från beräkningar av spänningar och deformationer som utförts med beräkningsprogrammet FLAC3D och som ingått i denna analys. Beräkningarna utfördes med en beräkningsmodell som omfattar valvdammen, dess stödkonstruktioner samt underliggande berggrund. Både förhållanden med och utan den förstärkningsplatta som finns nedströms dammen analyserades. Tillfredsställande överensstämmelse uppnåddes mellan beräknade och uppmätta deformationer, både vad gäller den permanenta rörelsen i samband med dämningssupptagningen och de cykliska rörelserna till följd av temperatureffekter. Beräkningarna med FLAC3D visade på tillfredsställande global säkerhetsfaktor mot brott i berggrunden för valvdammen. Säkerhetsfaktorn uppnådde för samtliga studerade beräkningsfall acceptanskriteriet som satts till 4 i enlighet med internationella riktlinjer. Resultaten från FLAC3D visade även att förstärkningsplattan har en gynnsam effekt för dammens globala stabilitet. Plattan medför att den globala säkerhetsfaktorn mot brott i berggrunden ökar från ca 4,0 till 5,5. Det kunde även ses i resultaten att förstärkningsplattan gett upphov till vissa horisontella rörelser i berget under plattans vänstra del, vilket sammanfaller med det område där rörelser indikerats med deflektometrar.

SUMMARY

By commission of Fortum, Sweco has performed a stability analysis of the arch dam at Krokströmmen hydropower plant. In this paper, the results from the calculations of stresses and deformations performed with the program FLAC3D are presented, which has been a part of this analysis. The calculations were performed with a model that included the arch dam, the abutments and the rock foundation. Conditions with and without the reinforcement-slab that are located downstream the dam were analysed. Calculated displacements were in accordance with measured displacements, both due to the permanent displacements from filling the reservoir and cyclic displacements from temperature changes during the year. The calculations with FLAC3D gave acceptable

global safety factors against failure in the rock foundation. In all of the analysed load cases, the safety factor exceeded the acceptance requirements which were set to four in accordance with international guidelines for arch dams. Furthermore, the calculations showed that the reinforcement-slab has a favourable effect on the global safety of the dam. The slab resulted in an increase of the global safety factor from 4,0 to 5,5. In addition to this, the calculations also showed that the slab resulted in certain displacements under the left part of the slab, which coincides with the area where horizontal displacements has been observed with deflectometers.

1. BAKGRUND

Valvdammen vid Krokströmmen byggdes under åren 1947 till 1952. Dammen har en konstant radie på 100 m och en maximal höjd på 45 m. Dammens längd vid krön är 160 m och avståndet mellan anfangen är 144 m. Betongvalvet är uppbyggt av 18 monoliter som är sammanfogade med gjutfogar samt försett med ytarmering som, enligt vad som angetts av den ursprunglige konstruktören (E. Reinius på VBB), endast har en sprickfördelande funktion. En översiktbild av valvdammen kan ses i Figur 1.



Figur 1: Översiktbild av Krokströmmens valvdamm (Foto: Fortum). *Overview of the arch dam at Krokströmmen (Photo: Fortum).*

I samband med en fördjupad dammsäkerhetsutvärdering beräknades spänningar och deformationer i valvdammen. Dessa beräkningar omfattade endast själva valvet och tog inte hänsyn till bergrundens styvhet. I den fördjupade dammsäkerhetsutvärderingen

rekommenderades att stabiliteten mot brott i berggrunden skulle kontrolleras. Till följd av detta genomfördes en kompletterande geologisk undersökning, samt kompletterande stabilitetsberäkningar. Dessa beräkningar visade att en förstärkning av berget nedströms dammens centrala delar var nödvändig. Lösningen blev en förstärkningsplatta som byggdes år 2002 omedelbart nedströms dammens centrala delar. Plattans uppgift är att genom sin tyngd öka skjuvhållfastheten i bergmassan bakom dammen. Då plattan är gjuten direkt mot valvdammen är det möjligt att den till viss del kan påverka dammens styvhet och därmed kraftfördelning och deformationer. Innan gjutningen av plattan påbörjades installerades instrument för mätning av vertikala och horisontella rörelser samt portryck.

År 2006 ombads Sweco att analysera mätdata från instrumenteringen under förstärkningsplattan. Det konstaterades då att några portrycksgivare visat plötsliga portrycksstegringar. I samband med dessa stegringar i portrycket indikerade deflektometrar att mindre horisontella rörelser utvecklades i berggrunden, speciellt under förstärkningsplattans vänstra delar.

Mot bakgrund av detta beslutades att valvdammens spänningar och deformationer samt dess belastning på berggrunden skulle analyseras, vilket resulterade i den beräkning med FLAC3D (ITASCA 2006) som presenteras i denna artikel.

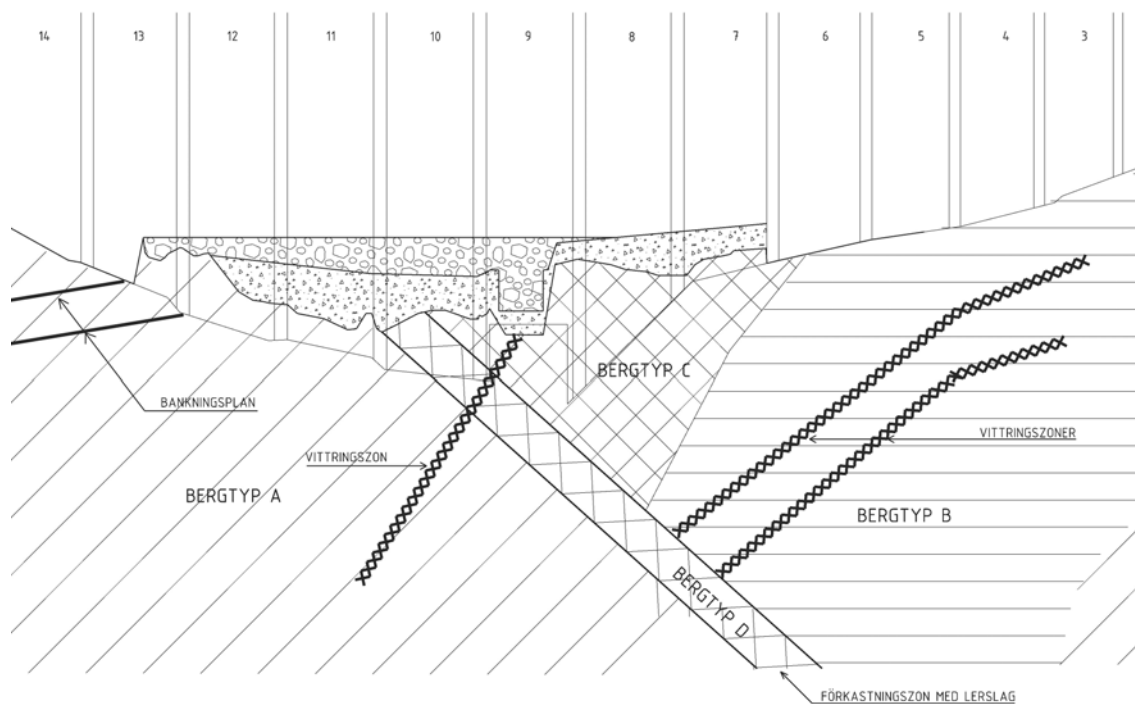
2. GEOLOGI

Enligt geologiska undersökningar består berggrunden av relativt lättvittrad röd granit, s.k. rätangranit, som är varvad med en något mindre vittrad finkornigare ljusare ibland grå granit. En förkastningspricka ligger centralt under dammen med en stupning på cirka 45° in under dammens högra sida. Förkastningsprickan har en bredd på 5-10 cm med en fyllnad av lerartat krossat berg. I anslutning till förkastningsprickan i ett cirka 4 m brett band är bergets kvalitet mycket dålig med hög sprickfrekvens, stark vittringsgrad och inslag av lera. Under och till vänster om denna är bergets kvalitet mycket bra med låg sprickfrekvens och relativt ovittrad berg. Ovan och till höger om det dåliga berget i anslutning till förkastningsprickan är sprickfrekvensen lägre men partier med delvis kraftigt vittrat berg med grus och lera förekommer. Till höger om dessa områden dominerar berggrunden av två sprickgrupper som tillsammans bildar blockstorlekar av 0,5-1 m. Bergets kvalitet är i detta område acceptabel till bra.

Baserad på genomförda undersökningar skapades en geologisk modell av berggrunden under valvdammen. Denna modell visar att berget generellt kan indelas i fyra olika bergtyper. Tabell 1 redovisar bergkvalité, vittringsgrad och sprickfrekvens för de olika bergtyperna. I Figur 2 redovisas en sektion av den geologiska modellen under dammens centrala delar.

Tabell 1: Beskrivning av identifierade bergtyper. *Description of identified rock types.*

Bergtyp	GSI	Kvalitet	Vittringsgrad	Sprick- och vittringszoner
A	75 - 85	Mycket bra	Ytligt något vittrad mot djupet ovittrad	Låg sprickfrekvens
B	55 - 75	Acceptabel till bra	Varierande vittringsgrad	Relativt hög sprickfrekvens
C	35 - 55	Dålig	Delvis mycket kraftigt vittrad	Vittringszoner med grus och lera
D	20 - 35	Mycket dålig	Grus- och lervittad	Ca 4 m bred sprickzon med förkomst av lera



Figur 2: Geologisk modell av bergmassan centralt under valvdammen sett i nedströmsriktningen. *Geological model under the central parts of the arch dam seen in the downstream direction.*

3. NUMERISKA BERÄKNINGAR MED FLAC3D

3.1 Analyserade Lastfall

Följande normala lastfall analyserades:

- Vattenyta vid DG +339, utan förstärkningsplatta
- Vattenyta vid DG+339, och sommartemperatur utan förstärkningsplatta
- Vattenyta vid DG+339, och vintertemperatur utan förstärkningsplatta
- Vattenyta vid DG+339, och sommartemperatur med förstärkningsplatta
- Vattenyta vid DG+339, och vintertemperatur med förstärkningsplatta

3.2 Indata

Bergmassan har modellerats som ett isotropiskt linjärelastiskt perfekt-plastiskt kontinuummaterial. Mohr-Coulombs kriterium har använts som brottvillkor. Ingen hänsyn har tagits till diskreta sprickplan i modellen. Totalt indelades bergmassan i 4 bergtyper med olika egenskaper. Egenskaperna för varje bergtyp i bergmassan presenteras i Tabell 2.

Tabell 2: Materialegenskaper för berggrunden. *Material properties for the rock mass.*

Bergtyp	A	B	C	D
Elasticitetsmodul, E_m [GPa]	50	10	20	2
Tvärkontraktionstal, ν_m	0,2	0,25	0,25	0,3
Dilatation, ψ_m [°]	11	5	7	0
Friktionsvinkel, ϕ_m [°]	45	35	40	13
Kohesion, c_m [MPa]	2,5	0,8	1,25	0,2
Draghållfasthet, σ_{tm}	0	0	0	0
Densitet [kg/m ³]	2650	2650	2650	2650
Hydraulisk konduktivitet, k [m/s]	5e-7	2,5e-6	5e-7	4e-6

Betongen i valvdammen modellerades som ett linjärelastiskt material. För att ta hänsyn till dammens krypning sedan den byggdes användes en reducerad elasticitetsmodul på 10 GPa vid beräkning av vattenlasten. I beräkningarna av dammens beteende vid en varierande temperatur användes en elasticitetsmodul på 30 GPa. I beräkningarna antagna materialegenskaper för betongen i valvdammen för vattenlast och temperaturlast redovisas i Tabell 3.

Tabell 3: Materialegenskaper för betongen. *Material properties for the concrete.*

	Vattenlast	Temperaturlast
Elasticitetsmodul, E_c [GPa]	10	30
Tvärkontraktionstal, ν	0,2	0,2
Densitet [kg/m ³]	2400	2400

Gränssnitten i modellen har modellerats med specifika ”interface-element”. Följande fem gränssnitt har använts i modellen:

- Gränssnitt 1 – mellan panurplatta och berggrund
- Gränssnitt 2 – mellan damm och panurplatta
- Gränssnitt 3 – mellan damm och berggrund
- Gränssnitt 4 – mellan damm och förstärkningsplatta
- Gränssnitt 5 – mellan förstärkningsplatta och berggrund

I Tabell 4 redovisas antagna materialegenskaper för gränssnitten.

Tabell 4: Antagna egenskaper för gränssnitten. *Assumed properties for the interfaces.*

Gränssnitt	1	2	3	4	5
Normalstyvhets, k_n [GPa/m]	12	10	12	10	12
Skjuvstyvhets, k_s [GPa/m]	2,5	2	2,5	2	2,5
Friktionsvinkel, ϕ	42	35	42	35	42
Kohesion, c [MPa]	0,6	0	0	1,2	0,6
Draghållfasthet [MPa]	0,3	0	0	0,6	0,3

Indata för lufttemperatur baserades på mätdata under perioden 1961 till 2002 från SMHI’s mätstation i Ytterhogdal, vilken är belägen 15 km från Krokströmmen. Indata för vattentemperatur baserades på mätdata under perioden 1959 till 1992 från SMHI’s mätstation vid Laforsens kraftstation, vilken är belägen 33 km nedströms Krokströmmen. Vatten- och lufttemperatur användes som randvillkor på valvdamm och bergyta. Initiell temperatur för övrig bergmassa antas till +6°C. På modellens sidor används s.k. ”no flow boundaries” som randvillkor för att ta hänsyn till bergmassans utsträckning utanför modellen. Konvektiva randvillkor används för att ta hänsyn till övergångsmotstånd från exempelvis valvdamm till luft.

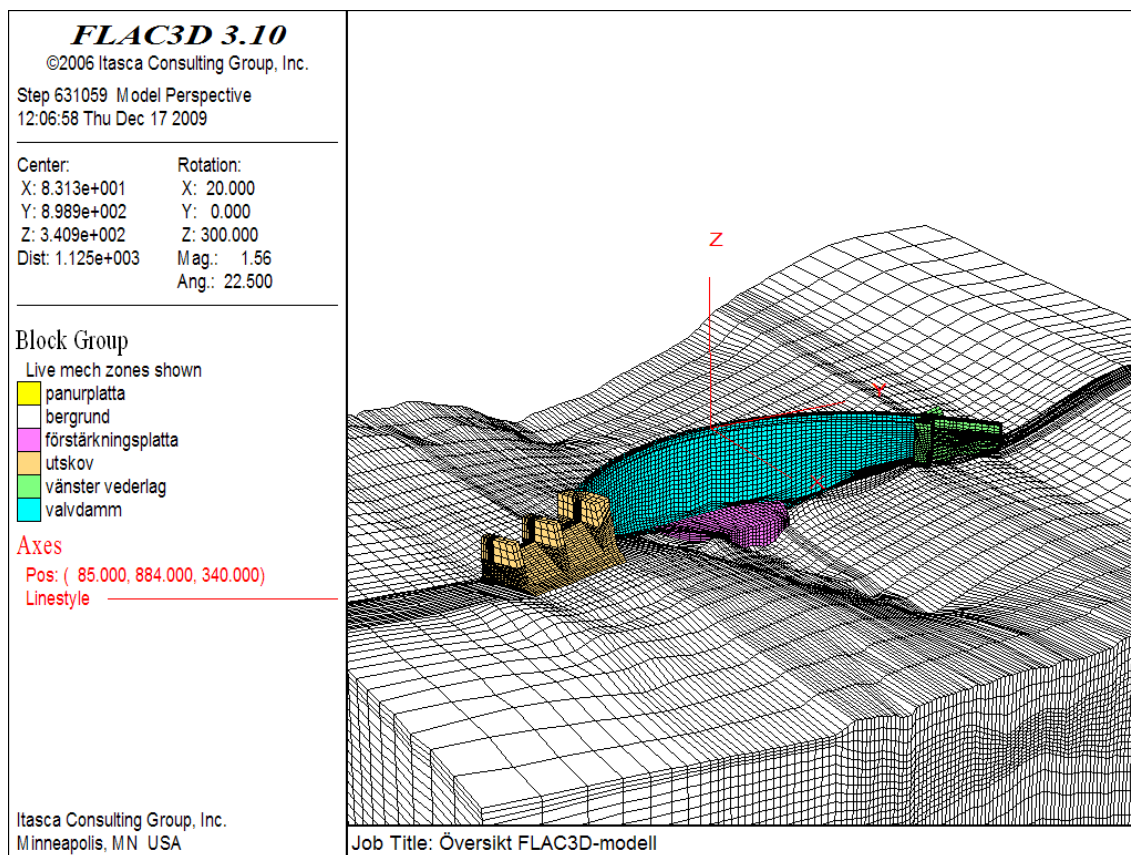
I Tabell 5 redovisas de värden på indata som användes i temperaturberäkningen.

Tabell 5: Indata för den termiska beräkningen. *Input for the thermal calculation.*

	Betong	Bergmassa
Isotropisk termisk konduktivitet, K [W/mK]	1,7	3,5
Specifik värmekapacitet, C_v [J/kgK]	1000	1000
Linjär värmeutvidgningskoefficient, α_t	1,1e-5	1e-5

3.3 Beräkningsmetodik

Modellens längd är 340 meter (x) i strömriktningen och bredden är 370 meter (y). Djupet från lägsta bergnivå till modellens undersida är 94 meter (z) och till högsta bergnivå 140 m. En översikt av beräkningsmodellen redovisas i Figur 3.



Figur 3: Översikt av modell i FLAC3D. *Overview of the model in FLAC3D.*

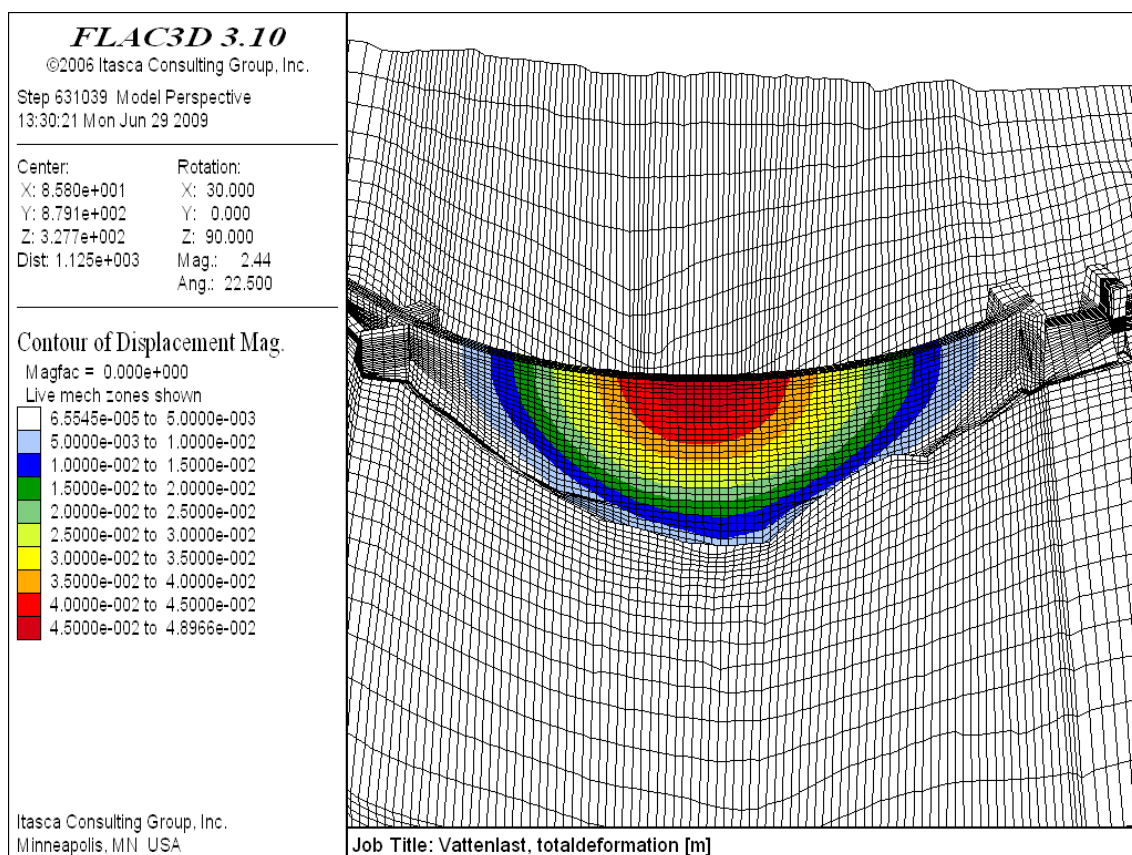
För att kunna ta hänsyn till plastiska deformationer beaktades dammens belastningshistoria genom att indela beräkningen i nio beräkningssteg.

- Steg 0 – Generering av modell
- Steg 1 – Genrerig av gravitationsinducerade in-situ spänningar
- Steg 2 – Valvdamm utan förstärkningsplatta inkluderas
- Steg 3 – Portryckfördelning utan förstärkningsplatta beräknas
- Steg 4 – Vattenlast utan förstärkningsplatta beräknas
- Steg 5 – Temperaturlast utan förstärkningsplatta beräknas
- Steg 6 – Förstärkningsplatta inkluderas i modell
- Steg 7 – Portryckfördelning beräknas med förstärkningsplatta
- Steg 8 – Temperaturlast med förstärkningsplatta beräknas

3.4 Resultat

Resultaten från beräkningarna för vattenlast visade att tryckspänningarna i betongen är måttliga och uppgick maximalt till mellan 6 och 8 MPa. Områden med dragspänningar kunde noteras i modellen på dammens uppströmssida i anslutning till berggrunden för dammens centrala delar samt på de mellersta och övre delarna av valvets nedströmssida. Dragspänningarna uppgick som mest till cirka 1,3 MPa. Deformationerna på valvdammens krön i radiell riktning för vattenlast uppgick till 49 mm, vilket stämmer bra med vad som uppmättes av Reinius (1954) i samband med dämmningsupptagningen om hänsyn tas till betongens krypning och skillnad i dämmningsgräns. Beräknade deformationer för vattenlast redovisas i Figur 4.

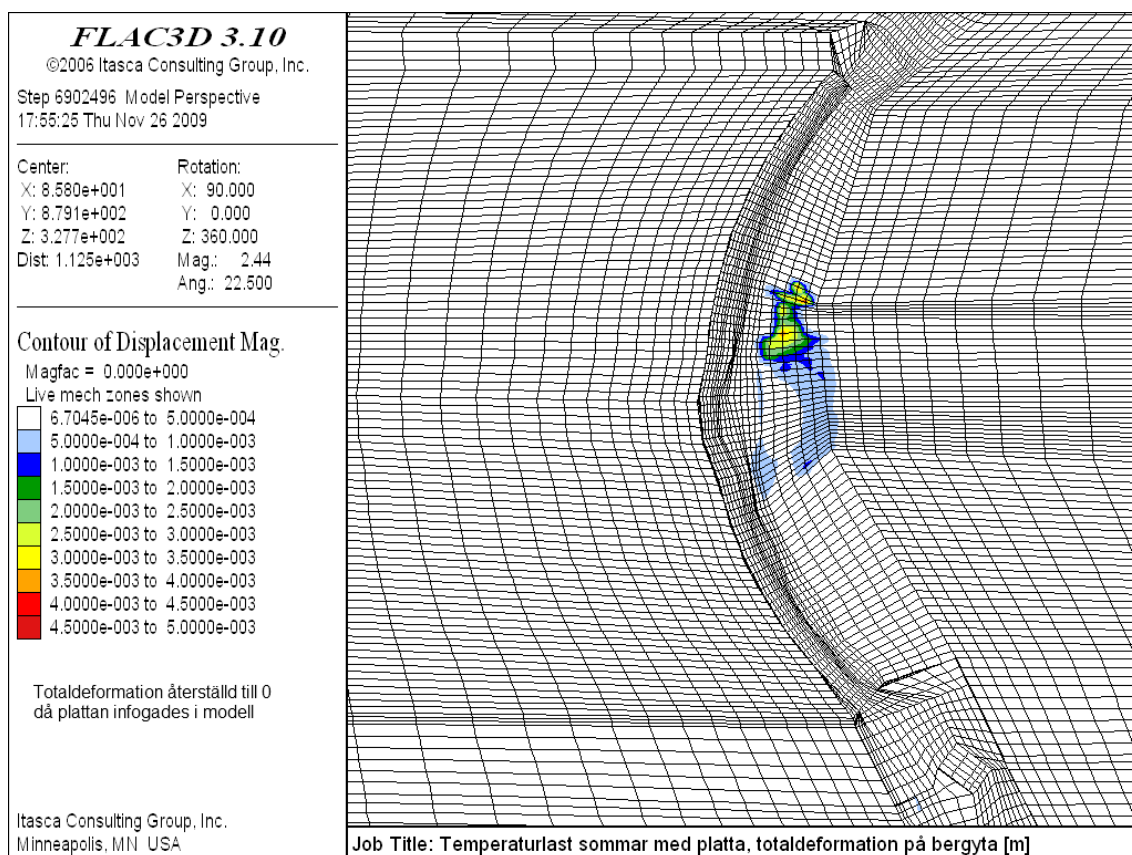
Även deformationerna i anslutning till berggrunden visade på en bra överensstämmelse mot dem som uppmättes av Reinius (1954). Maximala deformationer i radiell riktning uppgick i beräkningarna till cirka 2 mm. Krafterna på vänster respektive höger vederlag uppgick i beräkningarna till 59 samt 83 MN, vilket kan jämföras mot de krafter som angavs av Reinius (1954) och som uppgick till 46 MN samt 54 MN. Det bör dock noteras att Reinius värden avser en dämmningsgräns som är 1 m lägre. Analysen visar att höger vederlag är högre belastat än vad Reinius beräknade. Orsaken till detta är sannolikt att bergmassan under valvets högra delar har en lägre elasticitetsmodul.



Figur 4: Beräknade deformationer av vattenlast. *Deformations from water load.*

Beräkningarna som beaktar temperaturvariationer under året visar att dammkrönet maximalt rör sig cirka 40 mm mellan vinter och sommar. Denna rörelse stämmer bra överens med de mätningar som genomförts med totalstation. Då valvet göts igen under vintern innebar detta att valvets temperatur vid igengjutningen var -4°C istället för $+5^{\circ}\text{C}$ som antogs vid projekteringen. I beräkningarna antogs därför att valvet göts igen vid årsskiftet då dammens medeltemperatur enligt beräkningen låg nära -4°C . Beräkningsresultaten visar att detta ger upphov till höga tryck på vederlagen under sommaren. Trycket på vänster respektive höger vederlag uppgår enligt beräkningarna till 191 och 304 MN

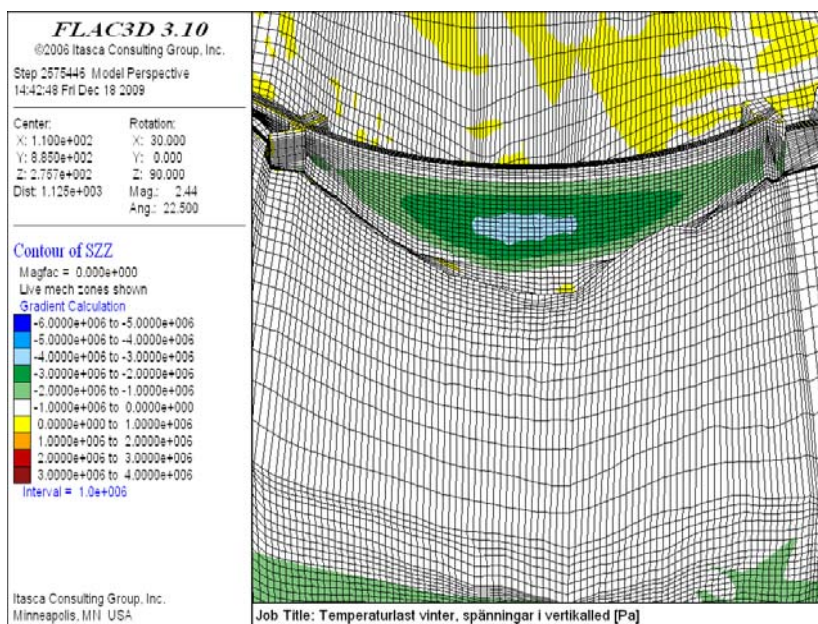
Då förstärkningsplattan inkluderades i beräkningsmodellen kunde inga nämnvärda förändringar i trycket mot vederlagen observeras. Enligt beräkningarna uppgick trycket på sommaren för vänster respektive höger vederlag till 192 och 297 MN. Dammkrönets rörelser mellan vinter och sommar minskade något från 40 till 38 mm. Två effekter av plattans tillkomst kunde emellertid observeras. En effekt är att beräkningen visade att plastiska deformationer på upp till 4 mm utvecklades i berget under förstärkningsplattans vänstra delar, se Figur 5.



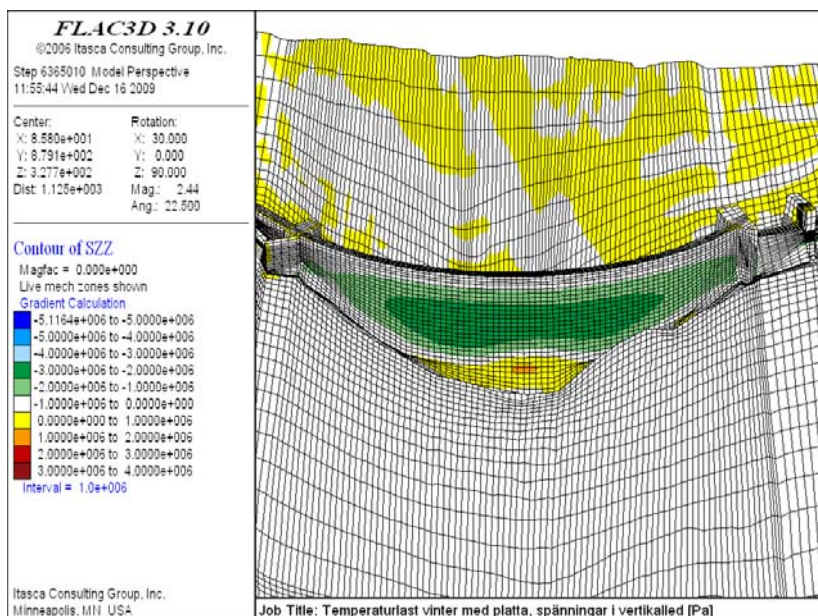
Figur 5: Plastiska deformationer på berggrunden till följd av förstärkningsplattan. *Plastic deformations on the rock foundation due to the reinforcements slab.*

Detta område och rörelsernas storlek sammanfaller väl med de indikationer på rörelser som mätdata tidigare pekat på.

Det kunde dessutom observeras att plattan ökade dammens inspänning vilket gav upphov till ökade vertikala dragspänningar på dammens uppströmssida i anslutning till berggrunden. Skillnaden med och utan förstärkningsplattan framgår av Figur 6 och 7.



Figur 6: Spänningar i vertikalled utan förstärkningsplatta. *Stresses in the vertical direction without the reinforcements slab.*



Figur 7: Spänningar i vertikalled med förstärkningsplatta. *Stresses in the vertical direction with the reinforcements slab.*

4. BERÄKNING AV GLOBAL SÄKERHETSFAKTOR

4.1 Inledning

Generellt brukar två typer av metoder användas för att uppskatta valvdammars globala säkerhetsfaktor, se exempelvis i Alonso m.fl (1994). I den ena metoden sänks bärförmågan gradvis i beräkningarna tills brott inträffar. Uppskattad säkerhetsfaktor, SF, är den faktor med vilken bärförmågan har reducerats vid brott. I den andra metoden ökas lasten gradvis i beräkningarna tills brott inträffar. Uppskattad säkerhetsfaktor är den faktor med vilken lasterna ökas då brott inträffar. Vid utvärdering av valvdammens stabilitet är en större osäkerhet associerad med skjuvhållfastheten jämfört med påförda laster. Därför har en gradvis reduktion av skjuvhållfastheten här valts som tillvägagångssätt för att bestämma SF.

4.2 Acceptanskriterier

De kanadensiska riktlinjerna för dammsäkerhet från CDA (2002) har använts vid utvärderingen av dammsäkerheten. CDA föreslår säkerhetsfaktorer enligt Tabell 6 för normala lastfall för valvdammar.

Tabell 6: Säkerhetsfaktorer för normala lastfall för valvdammar enligt CDA.
Recommended safety factors according to CDA for normal load cases.

Säkerhetsfaktorer för hållfasthet och glidning			
Tryckhållfasthet betong*)	Tryckhållfasthet för berggrund**)	Skjuvhållfasthet betong	Glidning berggrund
3,0	4,0	3,0	4,0

*) Tillåten tryckspänning får inte överskrida 10 MPa

***) Tillåten tryckspänning får inte överskrida den specificerade tryckhållfastheten för betong

4.3 Metodik för beräkning av SF

Vid beräkning av säkerhetsfaktorn, SF, har hållfasthetsparametrarna successivt reducerats enligt följande ekvation:

$$X_{red} = \frac{X}{RF} \quad (1)$$

Där X_{red} är den reducerade hållfasthetsparametern och X är den oreducerade. I första steget är reduktionsfaktorn, RF, 1,0 och ökas därefter med 0,5 åt gången. Beräkningarna stoppas om modellen inte uppnått jämvikt efter ett visst antal beräkningssteg. Detta värde har satts till 10 000. I normala fall kräver modellen cirka 7000 beräkningssteg för att uppnå jämvikt. Då 10 000 steg uppnåtts utan att jämvikt uppnåtts i modellen har

ytterligare tre reduceringar med 10 000 beräkningssteg genomförts för att kontrollera att deformationerna ökar och att modellen inte uppnår jämvikt.

En viktig parameter för bestämning av dammens säkerhetsfaktor är betongens draghållfasthet. På grund av reducerad hållfasthet i gjutfogar kan det knappast antas att dammen kan uppta någon nämnvärd dragkraft. För att studera inverkan av betongens draghållfasthet har två olika sätt att modellera valvdammen använts. I det första fallet användes en elastisk materialmodell och i det andra fallet en elastisk perfekt-plastisk materialmodell där betongens draghållfasthet sattes till, $f_{ct}=0$. I Tabell 7 presenteras analyserade beräkningsfall för bestämning av global säkerhetsfaktor.

Tabell 7: Beräkningsfall vid bestämning av global säkerhetsfaktor. *Calculated cases for determination of the global safety factor.*

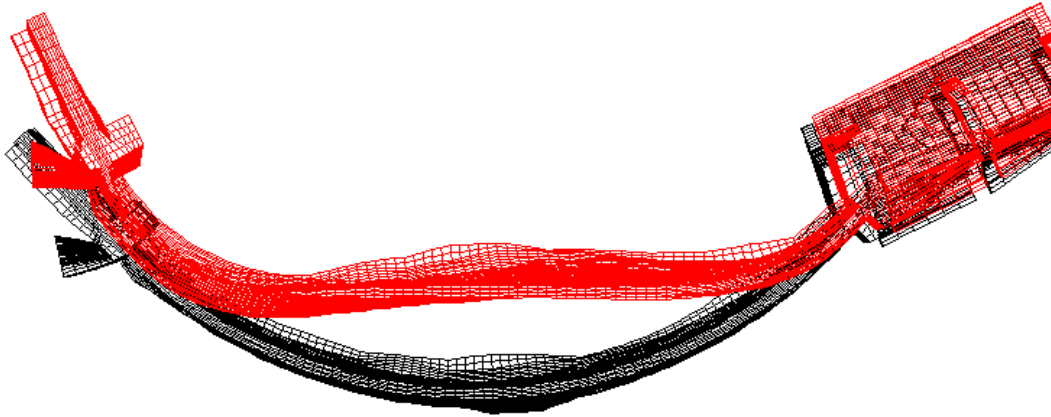
Beräkning Nr.	Lastfall	Draghållfasthet betong
1	Vinter utan platta	Elastisk
2		Elastisk - P. Plastiskt, $f_{ct}=0$ MPa
3	Sommar utan platta	Elastisk
4		Elastisk - P. Plastiskt, $f_{ct}=0$ MPa
5	Vinter med platta	Elastisk
6		Elastisk - P. Plastiskt, $f_{ct}=0$ MPa
7	Sommar med platta	Elastisk
8		Elastisk - P. Plastiskt, $f_{ct}=0$ MPa

4.4 Resultat

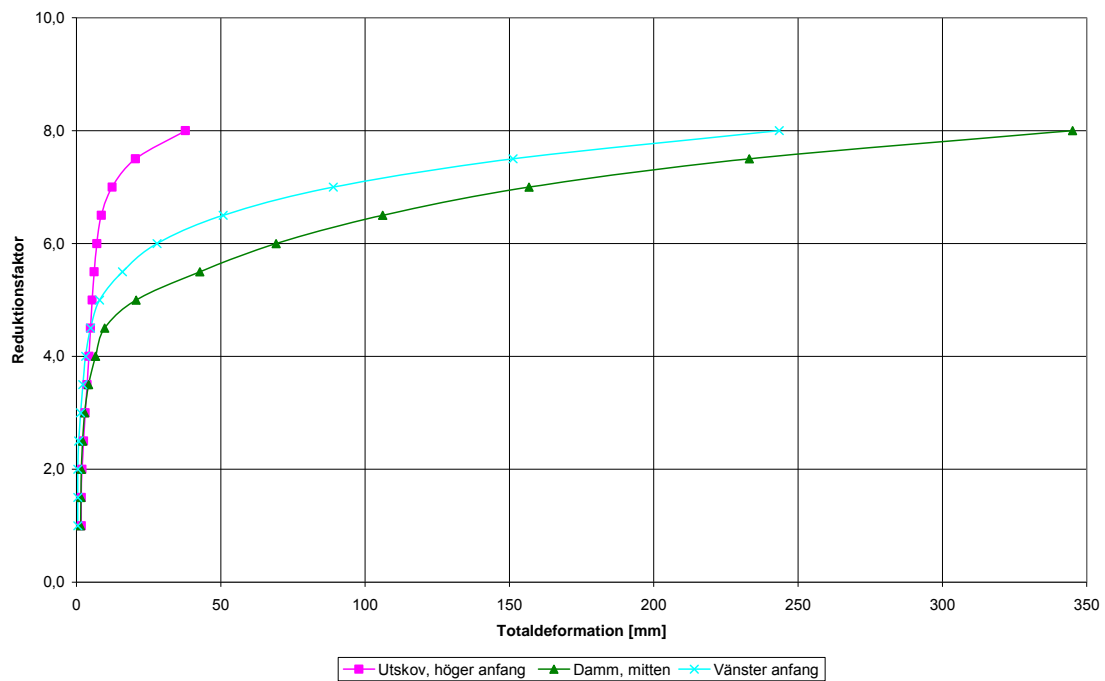
Beräkningarna visar att när bergmassans skjuvhållfasthet reduceras går dammen till brott genom att bergmassan centralt ger vika samtidigt som större deformationer äger rum vid vänster vederlag, se Figur 8.

För att bestämma den globala säkerheten mot brott, SF , plottades totala deformationer mot den reduktionsfaktor, RF . Resultaten av en sådan plott visar hur dammens deformationer först beter sig elastisk för att vid en viss punkt övergå till att vara plastiska och därmed snabbt öka. I Figur 9 visas en sådan plott för beräkningsfall 1.

Att exakt bestämma säkerhetsfaktorn från de kurvor som visas i Figur 9 är svårt. Betongens draghållfasthet är en osäker parameter. En annan osäker faktor är upptrycket som kan förväntas öka när deformationerna börjar bli stora. För att hantera detta har en lägre gräns, SF_{min} , och en högre gräns, SF_{max} , definierats för säkerhetsfaktorn. Den lägre gränsen har definierats som då totaldeformationen överstiger 10 mm i anslutning till berggrunden och det elastiska beteendet upphört. Den övre gränsen har definierats som då numerisk jämvikt inte uppnås i FLAC3D.



Figur 8: Valvdammen före (svart) och efter (rött) brott vid reducering av hållfasthet för bergmassa och kontaktyta (50 ggr förstoring). *The arch dam before (black) and after (red) the reduction of the shear strength of the rock mass and interface (Magnified 50 times).*

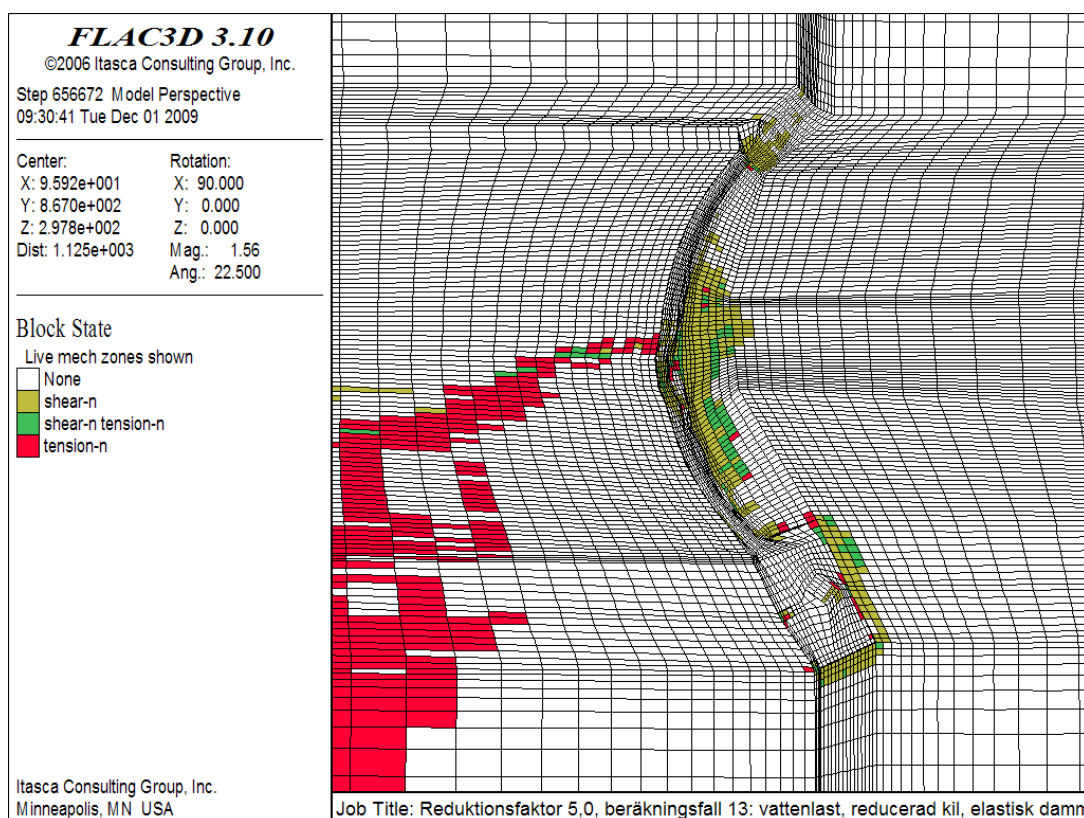


Figur 9: Beräknade deformationer mot reduktionsfaktor av bergmassans skjuvhållfasthet. *Calculated deformations plotted against the reduction factor of the rock mass shear strength.*

Beräknade säkerhetsfaktorer för samtliga beräkningsfall redovisas i Tabell 8. Hur bergmassan plastiserar vid en reduktion av skjuvhållfastheten med faktorn 5,0 för berggrunden för beräkningsfall 1 redovisas i Figur 10.

Tabell 8: Beräknade globala säkerhetsfaktorer. *Calculated global safety factors.*

Beräkning Nr.	Lastfall	Draghållfasthet betong	SF_{min}	SF_{max}
2	Vattenlast	Elastisk	4,5	8,0
3		Elastisk - P. Plastisk	4,5	7,0
5	Vinter utan platta	Elastisk	4,0	8,0
6		Elastisk - P. Plastisk	4,0	6,5
7	Sommar utan platta	Elastisk	4,0	7,5
8		Elastisk - P. Plastisk	4,0	7,0
9	Vinter med platta	Elastisk	7,0	10,0
10		Elastisk - P. Plastisk	6,5	10,0
11	Sommar med platta	Elastisk	6,0	10,5
12		Elastisk - P. Plastisk	5,5	10,0



Figur 10. Plastiserade element på berggrunden med en reduktionsfaktor på 5,0 för bergmassans skjuvhållfasthet. *Yielded elements on the foundation with a reduction factor of 5,0 on the shear strength of the rock mass.*

4.5 Analys av resultat

Beräkningarna med en stegvis reducering av hållfastheten i berggrund och kontaktyta mellan damm och berggrund ger relativt samstämmiga resultat för de olika beräkningsfallen.

Brottet initieras genom att bergmassan centralt under dammen plastiseras. Vid reduceringen sprider sig den plastiserade zonen nedströms och mot höger vederlag. Totaldeformationen är störst centralt vid valvdammen i anslutningen till berggrunden. I samtliga fall initieras de plastiska deformationerna först i berggrunden under dammens centrala delar.

För fallet utan förstärkningsplatta är enligt beräkningarna den globala säkerhetsfaktorn mot brott minst 4,0. Säkerhetsfaktorn är emellertid starkt beroende på hur det lägre intervallet för säkerhetsfaktorn definierats. Om 20 mm totaldeformation istället för 10 mm valts för att definiera säkerhetsfaktorn ökar den till 5,0.

För fallet med förstärkningsplatta ökar den globala säkerhetsfaktorn till minst 5,5, vilket indikerar att en förbättring av dammens globala stabilitet genom plattans tillkomst. Anledningen till denna ökning är sannolikt att plattan genom sin egentygnd ökar den minsta huvudspänningen i bergmassan bakom dammen och därmed dess skjuvhållfasthet.

5. SLUTSATSER

Nedan sammanfattas slutsatser av utförda beräkningar av spänningar, deformationer samt säkerheten mot stabilitetsbrott i berggrunden för valvdammen i Krokströmmen.

- Beräknade tryckspänningar för betongen i valvet är överlag måttliga och uppgår som mest till 6-8 MPa. Beräknade dragspänningar uppgår lokalt till maximalt 1,3 MPa och bedöms acceptabla.
- Beräkningarna visar på tillfredställande global säkerhetsfaktor mot brott i berggrunden för valvdammen. Säkerhetsfaktorn uppnår för samtliga studerade beräkningsfall acceptanskriteriet som satts till 4 i enlighet med internationella riktlinjer.
- Beräkningarna visar att förstärkningsplattan har en gynnsam effekt för dammens globala stabilitet. Plattan medför att den globala säkerhetsfaktorn mot brott i berggrunden ökar från ca 4,0 till 5,5.
- Beräkningarna visar samtidigt att förstärkningsplattan gett upphov till vissa horisontella rörelser i berget under plattans vänstra del, vilket sammanfaller med det område där rörelser indikerats med deflektometrar.

REFERENSER

ITASCA Consulting Group. 2006. FLAC3D, Version 3.1, User's guide. Minneapolis, Minnesota, USA.

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

Alonso, E.E; Gens, A.; Carol, I.; Prat, P; Herrero, E. 1994. Three dimensional failure mechanisms in arch dam abutments. A safety study. Eighteen congress on large dams, ICOLD, Durban, Vol. I, Q. 68, pp. 471-484.

CDA 1999. Dam Safety Guidelines, Canadian Dam Association

STUDY ON THE KEY ISSUES DURING THE CONSTRUCTION OF THE DEEP-BURIED TUNNELS IN JINPING HYDROPOWER PROJECT

*WU Shiyong, WANG Ge, WANG Jian
(Ertan Hydropower Development Co., Ltd., Chengdu, Sichuan 610051 China)*

Abstract: Jinping hydropower project is located in the lower reach of Yalong River, in Liangshan autonomous region, Sichuan Province. Jinping project consists of Jinping I and Jinping II, with the total installed capacity of 8400 MW. Jinping I project, with the installed capacity of 3600 MW, has a concrete double-curvature arch dam of 305m high, the highest arch dam in the world. Jinping II project, with the installed capacity of 4800 MW, has the largest scale of underground hydro-tunnels in the world. Jinping II project has 4 power tunnels, 2 access tunnels, and 1 drainage tunnel, with the total tunnel length of 118 km. These tunnels are characterized of thick overburden, long, large in diameter, high surrounding geostress. The engineering geological condition is extremely complicated and very difficult for arrangement. This tunnel group is the largest and most difficult hydro-tunnels group of constructed and under-constructed in the world. In this paper, summary was made on the measurements adopted against rock burst, the gushing water, and surrounding rockmass un-stability during the excavation of the access tunnels and the power tunnels. Researches were made on the key technical issues during the construction of the power tunnels. The measures adopted during the construction of the power tunnels in Jinping project shall provide valuable experiences for similar projects.

Key words: Jinping Hydropower Project, tunnel, underground works, rockburst.

1. Brief of the project

Yalong River, originated from Mountain Bayankela in Yushu county, Qinghai province, has a total length of 1571 km, is the largest tributary of Jinsha River. Yalong river, enter Sichuan province near Xiayisi in the northwest of Sichuan province, run southeastward. Obstructed by Jinping Mountain, it turn northeast downstream of Xiaojinghe river mouth, and at Jiulong river mouth, it turn back to southward. Then, a 150 km long riverbend was formed. The shortest distance is only 16km, and the water headfall over 310m. With this big headfall of the big river bend, power tunnels are excavated for power generation in Jinping II project, with the total installed capacity of 4800 MW,

annual electricity output of 24.23 TWh. Among the 21 cascade projects along Yalong River, Jinping II project has the largest water headfall, largest installed capacity, with the best beneficial project. The total investment is 29.8 billion RMB. The location of Jinping project is shown in Fig.1.

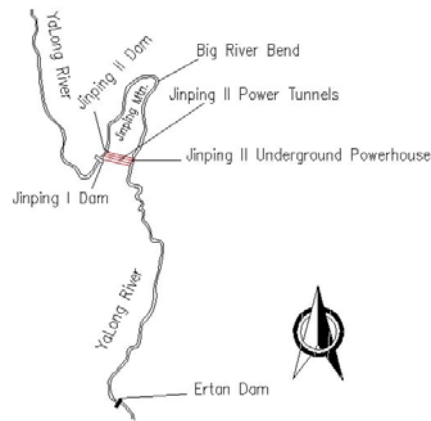


Fig.1 The location of Jinping Project

Jinping II project has a large-scale underground system. 7 parallel tunnels were excavated through the Jinping Mountain, with a total length of 118 km. These tunnels including 4 power tunnels, each are 16.67 km in length, 2 access tunnels, each are 17.5 km in length, and 1 drainage tunnel of 16.73 km in length. The underground powerhouse complex was arranged parallel, including the powerhouse, the main transformer chamber, and the tailrace gatehouse. The axis of the main powerhouse is in N 60°E, with the excavation dimension of 352.4 (L) x 28.3(W) x 68.7(H). The total excavation amount of Jinping project is over 13.2 million cu.m. Large scale of excavations, such as power tunnels, powerhouse, access tunnels, branch tunnels, drainage tunnels etc. were excavated crisscrossed within this area.

The power tunnels of Jinping II project intersected orthogonal with Jinping mountain crest line. Jinping Mountain is very thick and steep. The overburden of the power tunnels of Jinping II project is commonly over 2000m, with the Max. of 2525m, thicker than the famous Simplon tunnels (overburden 2135m), and very close to the Sheilla power tunnels (max. overburden 2619m), which has the maximum overburden in the world. Restricted by the topography situations, it is impossible to arrange auxiliary branch tunnels or shafts. The design and construction of Jinping II power tunnels is a difficult issue. The diameter of the Jinping II power tunnels reached 13m, which is much larger than Qinling tunnel (dia. 8.8m) and Sheilla tunnels (dia. 5.8m). The surrounding hydrogeological situation of the power tunnels is very complicated. The ground water, with over 1000m waterhead and stable supply, and the insitu stress over 70 MPa, constitute a series technical difficulty on the tunnels construction and the

structural designs. Jinping II power tunnels are the largest and most difficult underground tunnels that are completed or under construction in the world, with the large overburden, very long, large diameter, high insitu stress, complicated karst hydrogeological situation, and very difficult construction arrangement. The 3D perspective of the underground excavations of Jinping II project is shown in fig.2.

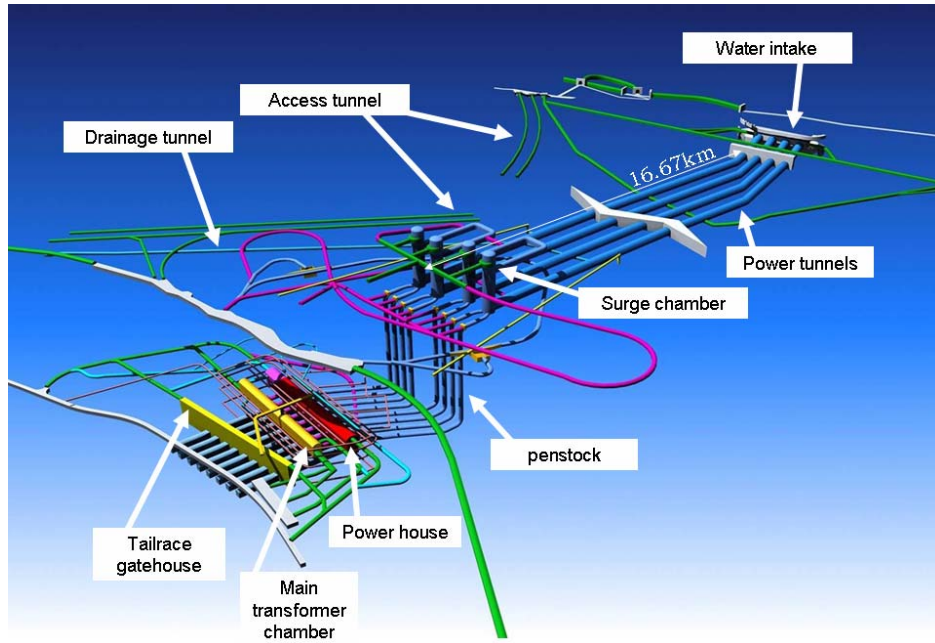


Fig.2 3D perspective of the underground excavations of Jinping II project

2. The engineering geological and hydrogeological conditions of the power tunnels area.

Jinping II project is located in the geomorphic slope area from Qinghai-Tibet Plateau to Sichuan Basin. Jinping Mountain stretched in nearly S-N direction, with thick mountain body and deep ravines. The elevation of the main mountain body is over 4000m, with the highest elevation of 4488m. The maximum altitude difference of Jinping Mountain is over 3000m. Jinping power tunnels go through, from east to west, the following lithogenetic unit: Yantang marbles (T_{2y}), Baishan marbles (T_{2b}), sand-slate(T_3), Zagulao marbles (T_{2z}), chlorite schist and metasandstone (T_1). Based on the geological analysis, about 82.8% of the surrounding rockmass of the power tunnels is classified as II-III class, which is hard and condenses, and with the uni-axial wet compressive strength of 55-114 MPa, elastic modulus of $25-40 \times 10^3$ MPa and deformation modulus of $8-16 \times 10^3$ MPa.

The power tunnels are located in the high-geostress area in the south-west China.

According to the measured geostress data, the geostress in the power tunnels increased with the excavated depth, and the major principal stress changed to vertical at the excavation depth of 600-3000m. The measured major principal stress is 42.11MPa. This stress shall increase as the tunnel depth increase. According to regression analysis, the maximum of the major principal stress shall reach 70MPa along the tunnels. Because of the regional tectonic activity, folding is very developed in this area, and most are tight folds in SN direction. Structural planes are mainly in NNE bedding squeezing and NWW tension-shear. These structural planes constitute the groundwater transmission system inside Jinping Mountain. According to the type of the water-holding void, two types of groundwater are stored in the tunnel area including the fissure water and karst water. Most karst are developed along joints. The geological structures along the tunnel are shown in Fig.3.

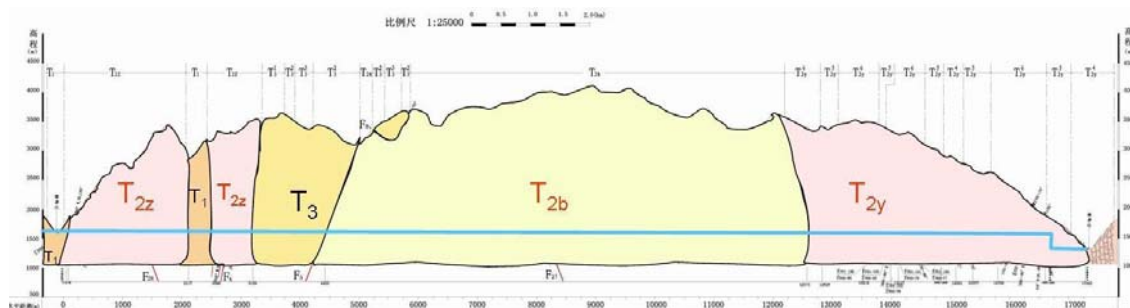


Fig.3 the geological profile along the power tunnels of Jinping II project

3. Key technical problems faced during the tunnel construction of Jinping II project

3.1 High geostress and rockburst

According to the experience of access tunnels excavation and the theoretical analysis, the rockburst are influenced by the lithologic characters, the structural developments, the groundwater, rockmass class, and the rockmass structures, etc. Rockburst mainly occurred in hard and condense rockmass of class II, and then in class III. It rarely happened in soft rockmass of class IV. Most of the rockburst happened in a weak-moderate way, but strong rockburst also occurred locally. The rockburst occurred in a form of loosing or continuous scaling. Based on our analysis, it is forecasted that during the tunnel excavation, moderate rockburst might occurred in 6km tunnel part, strong rockburst in 2km, and extremely rockburst in 0.3km, and no rockburst in 8.5km. Following are the descriptions of the rockburst encountered during the excavation of the access tunnels, the power tunnels, and the drainage tunnel.

3.1.1 Rockburst in access tunnels

The Jinping Access Tunnels were excavated through in Aug. 2008. Several rockbursts were encountered during the excavation, which had some influence on the construction safety and progress of the tunnels. Following are the statistical description of the rockbursts during the excavation of the access tunnels:

In access tunnel A, rockburst occurred in 3222.5m tunnel part, about 18.48% of the total tunnel length. In tunnel B, rockburst occurred in 2838.7m tunnel part, 16.29% of the total length. The rockburst occurred mainly in weak way, about 12.54% and 10.32% of the total tunnel length respectively in tunnel A and B, and then moderately rockburst, 4.13% and 4.67% respectively, strong rockburst, 1.73 % and 1.12 % respectively, and then extremely strong rockburst, 0.09 %和 0.17 % respectively.

Rockburst mainly happened in lithogenetic unit T_{2z} and T_{2b} . T_{2z} covered 19.44% and 15.41% of the total tunnel length in tunnel A and B respectively, T_{2b} covered 63.48% and 63.07%, T_{2y5} covered 7.66% and 10.44%, T_{2y6} covered 5.85 % and 4.47 %, and then T_{2y4} and T_3 . The strongest rockburst occurred in T_{2b} , reached class IV, then in T_{2y5} and T_3 . In other lithogenetic unit, only moderate and slight rockburst occurred. Fig.4 is a photo of the rockburst in the access tunnel.



Fig.4 rockburst in access tunnel

3.1.2 Rockburst in drainage tunnel

Since June 18, 2008 when the excavation began in the drainage tunnel, 3.8km had been excavated with TBM till Dec.30, 2009. Due to the high geostress, rockburst occurred

during the tunnel excavation. The rockburst were encountered in 480m tunnel parts, which covered 15% of the total excavated length. Rockburst mainly occurred in moderate-strong way, with the burst pit depth about 0.4-1.5m, and the max. depth of 2.5m. Most of the surrounding rockmass are grey-dark grey marble with medium bedded condense massive structure, and grey-light grey medium grained crystallize marble. The rockmass are fresh, brittle, and very hard and integrate. Joints are not developed in the rockmass. The rockmass are classified as class II. Fig.5 is the photos of the rockburst in the drainage tunnel.



Fig.5 Rockburst in the drainage tunnel.

3.1.3 Rockburst in the power tunnels

The power tunnels No.1 and No.3 are excavated with TBM. Till Dec.31, 2009, only 4.5km in total have been excavated in two tunnels, and no strong rockburst have been encountered in the tunnels. While in power tunnels No.2 and No.4, which were excavated with D&B and 10km have been excavated in total, rockburst occurred frequently. Most of the rockburst happened in slightly or moderately way, with the burst pit depth of 0.3-1.5m, and Max. depth of 3.0m. Over tens of rockbursts occurred during the excavation, including 6 strong rockbursts. Most of the rockbursts occurred in marbles of T_{2y5} and T_{2y6}, especially when the rockmass are integrate and in thick layer, rockburst occurred almost every excavation round.

3.1.4 Analysis of the rockburst regularity

According to the statistical analysis of the rockbursts encountered during the excavation of the access tunnels, the drainage tunnel, and the power tunnels, it is found that:

(1). The relation between the rockburst and the lithogenetic unit: according to the analysis on the length and intensity of rockburst in each lithogenetic unit, rockburst mainly occurred in T_{2b}, and then in T_{2z}, T_{2y5}, T₃, T₁, T_{2y6}, T_{2y4}.

(2). The relation between rockburst and the thickness of overburden: most rockburst happened when the overburden is 2000 ~ 2500m thick, about 28.05-30.99% of such tunnel section have rockburst. About 11.99-15.58% of tunnel section with overburden 1500-2000m, 11.05-23.54 % of tunnel section with overburden 1000-1500m, 5.39 ~ 7.15% of tunnel section with overburden 0-1000m were encountered with rockburst. The thicker the overburden, the stronger the rockburst. The strongest rockburst occurred in the tunnel section of 2000-2500m overburden is burst class III. In tunnel section of 1500-2000m overburden, rockburst encountered are mainly in class I and II. In tunnel section of 0-1000m overburden, only class I rockburst encountered.

(3). Distribution regularity along the tunnels length: According to the rockburst situation in access tunnel A and B, the rockburst become more intensive as the tunnel excavation goes on. Rockburst happened most intensively around the tunnel station of 8100m or deeper, and then at the tunnel station of 5000-8100m.

(4). Distribution at the tunnel cross section: in the east part of the tunnel, most rockburst occurred at the right side of the working face (left side at the west part), about 38.1-52.6% occurred in that points. Then at the left side (right side at the west part), about 23.3-36.8%, and then at the ceiling part, about 24.1 ~ 24.1%.

(5). Space distribution of rockburst: Most rockbursts happened continuously, which covered about 57.4-62.2%. Then the scaling burst. Sporadic burst also happened sometimes, which covered about 14.1-16.3% of the total rockburst length. Most continuous and scaling rockburst occurred in T_{2b} , then in T_{2z} and T_{2y5} , which shows that less variation of the geostress and rockmass strength in such lithogenetic unit, with good stress stored condition.

(6). Spatial and temporal distribution: most rockbursts happened about 6-12m away from the heading face, and about 5-20 hours after the excavation was made.

3.2 Ground water

Gushing water is a tough nut encountered during the construction of underground chambers in Jinping II hydropower project. According to the hydrogeological investigation in this region, the exposed gushing water is mainly stored in karst joints or caverns with high pressure. The water gushes into tunnels mainly from the structural

planes, the erosion and/or fault fractural zone, and the karst caverns or karst joints. Due to the unfavorable influence of the intensive gushing water and rockburst, the construction become more difficulty and the construction progress were also slow down.

3.2.1 General situation of the gushing water

From Oct. 2003, when the excavation started, to Aug. 2008, when the tunnels were excavated through, 7 intensive gushing water were encountered during the excavation of the access tunnels, with the water pressure of 0.6-4.7MPa and flow rate of 0.15-15.6 cu.m/s. Such water gushing pressure and water flow rate have never been encountered before in China or in the world. According to the karst hydrogeological conditions exposed from the access tunnels, water zones are identified in different lithogenetic unit: 4 zones in Yantang unit at east part of the tunnels, 6 zones in Baishan unit at middle part of the tunnels, and 2 zones in Zagulao unit at west part of the tunnels.

3.2.2 Regularity of the gushing water

3.2.2.1 The characteristic of the gushing water

During the excavation of the access tunnels, 20 gushing water were encountered with the single gushing rate over 0.1 cu.m/s. According to preliminary study, the gushing water in Zagulao marbles has a large initial flow rate, but because of no stable and sufficient water supply, it attenuated rapidly, and the stable flow rate is low. Baishan marbles is a type of water-rich lithogenetic unit, with stable and sufficient water supply, therefore the gushing water encountered in Baishan marbles has a high water pressure and stable water flow rate. As the increase of the overburden, the joints become tighter, therefore, the possibilities of intensive gushing water become smaller.

3.2.2.2 Hydrogeology structure

According to the statistics of the hydrogeology structure in the region of access tunnel, there are 2 sets of water-bearing structures, NWW and SN. The NWW structures are tension-sheared. This set of structures is the main water-bearing structures in this region. SN structures are mainly bedding planes. In the access tunnels, altogether 77 water gushing points were exposed with the flow rate over 0.01 cu.m/s, and 55 points are exposed from NWW structures, which covered 71.4%.

3.2.2.3 Location of the water gushing points

Based on the statistics analysis on the location of the water gushing points, it is found that the water gushing happened mainly at following location:

- (1) at the interface between soluble rockmass and in-soluble rockmass, especially between Baisan unit and Yantan unit.
- (2) at the location of fault, or of the fold-core;
- (3) at the cross point of NWW and SN structure planes.

3.3 High ground temperature

High ground temperature might be encountered during the construction of the deep-buried tunnels in Jinping. The excavation of the access tunnels, however, shows that the temperature-field in Jinping is different from that in other place. The highest ground temperature encountered during the access tunnels is only 17.68 Celsius degree (at tunnel depth of 639m), and lowest temperature 10.80 degree (at tunnel depth of 2949.5m). The ground temperature in the access tunnels is commonly 11-12 degree. It is found out that the temperature decreased as the tunnel depth increased, due to the low temperature of the ground water seepage field. Study show that the ground temperature shall have no unfavorable influence on the construction of tunnels in Jinping, considering the very special geological environmental situation in this area.

3.4 Harmful Gas

The harmful gas encountered in Jinping stored in T_{2b} 、 T_{2y5} marble. When hammered, hydrogen sulfide (H_2S) might release from that marble. Other harmful gas includes CO , CO_2 , and dust, which are produced during the excavation with D&B. With gas monitoring, rockmass chemical composition analysis, and ventilation test, it is found that the S-content is very low in the surrounding rockmass, and during the construction, the H_2S content is below 6ppm, which has no injury on the construction workers. Harmful gas produced during the construction might exceed the allowable concentration, especially when blind heading. Ventilation system shall be necessary to control the content of the harmful gas and dust, and to meet the safety requirements.

4. Study on the key technical issues of construction of Jinping II project

4.1 Measures against rockburst

Considering the complicated engineering geological condition encountered in the tunnel construction of Jinping II project, it is necessary to adopt an active protective measure and strong support measure, to guarantee the construction safety, and to reduce the possible damages caused by rockburst. Based on the study of the rockburst pattern, the geostress level, the rockmass strength, the structure planes characteristics etc., we can understand the mechanism of the rockburst, and build an identification method. In the tunnel construction in Jinping II, we have made some studies on the rockburst forecasting and treatment measures, and have got some results. Different measures should be taken according to different construction method (TBM or D&B).

4.1.1 Measures against rockburst for D&B method

In construction of the access tunnel and the power tunnel with D&B, measures were taken in two ways, to decrease the geostress level in the rockmass, and to increase the impact withstand capability of the rockmass. One is controlled blasting with short footage, another is bolting and shotcreting. In the area of strong rockburst, stress-relief blasting is also required. At the same time, clearing-out the unstable blocks, washing the wall with pressure water-jet, covering the rock wall with shotcrete without delay, and installing anchor device (including rapid anchor bolt, mesh-hanging, and steel arch rib, etc.). System anchor bolt should also be installed.

(1) Control the blasting parameter

According to the experiences from home and abroad, when D&B method is used in rockburst rockmass, it is necessary to use short footage, reduce the explosive charge, low the blasting frequency. Use smooth blasting to reduce the stress concentration on the rockmass surface. In case the rockburst is not very strong, footage of 2-2.5m is suggested. Full-size excavation should be adopted to keep the stress-equilibrium in the rockmass. Make use of the yielding stress area in the frontage of the heading face, to make the short-footage excavation in an area of low-stress condition. When excavated in rockmass of strong burst, the excavation footage should be less than 2m.

(2) Improve the stress situation in surrounding rockmass

It is suggested to spray pressure water on the rockmass of the heading face without delay, and/or inject water into the deep rockmass through the blast-hole and bolt-hole, to reduce the rockmass strength, increase the ductility and reduce the brittleness, and to reduce the burst intensity. Water-injection has following functions: firstly, some positive ion in water can reduce the particle connecting capability on the rockmass surface and

then reduce the fracture strength. Secondly, with water injection, the rockmass shall have more bedding, more fissuring, more cracks, and become more porous. Due to the development of the cracks, the strength and the elasticity modulus of the rockmass decreased, the Poisson's ratio increased, the internal cohesive force decreased, which changed the elasticity and decrease the strain energy of the rockmass.

(3) Reinforce the rockmass support

The support should be installed at the heading face without delay when the excavation was made. Temporary support should be made considering the future permanent support. Safeguarded by the primary sprayed concrete, Steel bar net slice, rockbolt, etc., full-face anchor bar system and secondary sprayed concrete should be made in time.

I would like to mention the adoption of water swelling anchor. In Jinping II underground excavation, this kind of anchor bar has been adopted extensively for temporary support and also for reinforced support when rockburst occurred. Water swelling anchor bar has many characteristics. It can be installed rapidly, can support the load with full-length. It is very useful when rapid support is required in case of dangerous situation. According to the contrastive analysis in site, the water swelling anchor bar can be installed 5 times as rapid as the grouting rock bolt. Averagely, 1 swelling bar can be installed in 2-3 minute. Statistics show that the installation of swelling bars for a support section takes only 60 minutes (20 bars), while the installation of grouting bolt takes 150-180 minutes, about 90 minutes more. More important, in case of dangerous environment, the time the workers stay in dangerous shall be much shorter, the safety can be improved, and the support measures can be completed before rockburst occurred.

(4) Adjust the construction sequence

In case of dangerous situation with very intensive rock burst, it is suggested to adjust the construction sequence. After the intensive rockburst occurred, relaxed rock blocks should be clear out and nano-fiber concrete be sprayed. Drill holes in radial pattern on the wall and the crest, and inject pressure water inside, to soften the rockmass and to release the inner stress, and then continue the following construction. This kind of construction sequence can be applied mainly in case of moderate-intensive rockburst situation.

(5) stress-relieving blasting

When strong rockburst is indicated in the front, stress-relieving blasting shall be

necessary. The parameters are as follows: the hole depth should be 2 times more than the advanced depth, and the blasting holes should be outside the tunnel outline. Considering Jinping tunnel characteristics and the construction situation, the stress-relieving blasting holes are inside the tunnel outline. It should be mentioned that the function of the stress-relieving blasting holes is adjust the stress, not eliminate the stress, and the blasting parameters should determined according to the actual situation and blasting results.

4.1.2 Measures against rockburst for TBM method

Due to the specificity of TBM, it shall be more difficult to forecast and to treat the rockburst. The construction in the drainage tunnel (excavated with TBM) was interrupted several times by the rockburst, and the follow-up treatment and clearing works after the burst are also very difficult. The rockburst also caused damages on the TBM itself. In several cave-in caused by rockburst, the electrical equipments in the TBM were damaged. TBM can not be moved to a safety place, like the conventional equipments, when in case of rockburst. Therefore, it becomes more important to forecast the rockburst when the tunnel was excavated with TBM.

Excavated with TBM shall cause less disturbance to the rockmass. There shall have no blasting loose circle zone during the TBM drilling. TBM drilling is unfavorable for stress-relieving in the surrounding rockmass, and only small rockburst occurred during the TBM working. Large rockburst occurred long time after the heading face, and caving might happen in textural fractural zones under high geo-stress. For the treatment of the rockburst in TBM tunnel, following suggestions were made.

(1) For moderate rockburst section

Rockburst are controlled mainly through effective excavation control and support system. With regular TBM advanced speed, silica-steel-fiber concrete should be sprayed on the new rockmass without delay, and make sure that the un-support section behind the TBM heading face be less than 3m long. System rockbolt should be installed on the sprayed section immediately. In case very dangerous situation, mechanical swell pre-stress anchor bar or water swell anchor bar should be installed rapidly, with channel steel frameworks or steel arch rib for reinforcement, if necessary.

(2) For intensive rockburst section

Firstly, slow down the TBM advance speed, and silica-steel-fiber concrete should be sprayed on the new rockmass without delay, and make sure that the un-support section

behind the TBM heading face be less than 2m long. Steel-bar nets should be installed on the sprayed section immediately, especially on the tunnel crown. Prefabricate steel-bar nets should be adopted, with the connection of the bars and the backup plates to fix the net. With the adoption of the rockbolts and the steel-bar nets, an integrate rock support system were completed. During the steel-bar nets were installed, anchorage measures are installed rapidly to avoid the rockburst. Mechanical swell prestress anchor bar or water swell anchor bar should be used according to the site situation. With the use of channel steel frameworks or steel arch rib for reinforcement, primary support system was formed. It is aimed to support the rockmass rapidly, and to form the combined support system with the surface support measures (nets, sprayed concrete and frameworks, etc.).

4.1.3 Rockburst forecasting

Exact forecasting of rockburst is still a difficult problem for underground excavations. There are no effective solution to know exactly when and where the rockburst will happen. Still, as more and more information were collected during the construction, it is possible to get some indication. During Jinping II underground constructions, empirical prediction and microseismic monitoring were adopted to forecast the rockburst, and some achievements were made.

(1) Empirical prediction

During the Jinping II underground constructions, empirical prediction was adopted for rockburst forecasting. The empirical prediction method was based on the macro-analysis and the monitoring data. Specialists were assigned to be responsible for the monitoring and forecasting of rockburst. The specialists should made timely analysis and forecast based on the geo-stress conditions, the characteristics and the regularities of the rockburst, and the heard acoustic information from the rockmass, etc. The specialists should make the monitoring with precise instrument, such as radar or ultrasonic equipments, and made the monitoring records. In case an abnormal is observed on the total deformation or on the deformation rate, immediate reinforcement measures should be taken to guarantee the construction safety.

(2) Microseismic monitoring

During the excavation of the drainage tunnel in Jinping II project, microseismic monitoring system was adopted for rockburst forecasting. The principle of microseismic monitoring is to monitor the microseismicity produced inside solid material during the fracturing process. With this technology, when, where and how much the

microseismicity happened inside the rockmass can be determined, and the sensor can be installed away from the seismic spot. In this way, the sensor can be used for a longer time without being damaged. Based on the analysis of the monitored information, and on the study of the location and tendency of the microseismicity, it is possible to forecast the rockburst. During the excavation of the Jinping II drainage tunnel, some achievements have been made with this technology. In connection with empirical prediction, it is possible to take precautions in advance.

4.2 Measures against gushing water

4.2.1 Forecasting of gushing water

Considering the special hydrogeological conditions in the area of Jinping II underground tunnels, it is very important to make geological forecasting about the potential water-bearing zones, possible water-gushing spots, possible mud-gushing spots, and to guide the tunnel excavation, and take precautions against the possible water-gushing and mud-gushing. Considering the special geological conditions, a composite forecasting system was adopted with combinations of macro-forecasting, long-distance-forecasting, and short-distance-forecasting. The forecasting results from each method can be used to confirm with each other. Firstly, long-distance forecasting was made with TSP instrument, to make a preliminary forecasting of macro-geostructure and rockmass quality 100-150m ahead. Then, short-distance forecasting was made with radar instrument to forecast the possible water-bearing structures accurately and to determine the location of the abnormal, to avoid advance boreholes drilling directly on the water-bearing zones. Finally, accurate forecasting was made with bore radar, to determine the shape, the location and the scale of the water-bearing structure, to locate the water-bearing structure accurately.

4.2.2 Treatment of gushing water

The gushing water in Jinping Access Tunnels are characteristics of high pressure and large stable flow rate. With the understanding of the ground water, considering the requirements of the social environments and the rapid excavation of the tunnel, the principle of “forecast first, rapid excavation, gushing water blockage as required” was adopted for the gushing water treatment during the tunnel construction. Based on this principle, gushing water treatment measures were formulated according to the type, the flow rate, the pressure, and the location of the gushing water.

(1) Blockage for low-pressure small-flow-rate gushing water

For the low-pressure small-flow-rate gushing water (seepage dropping water or lined seepage water) occurred during the construction, it was blocked in one-stage with by-pass hole for stress relieving, or by-pass grouting.

(2) Blockage for high-pressure small-flow-rate gushing water

For the exposed gushing water with high pressure but small flow rate, drilling holes for **diffluent** flow and release the pressure. Install diffluent tube and valve to divert the ground water, and reduce the water flow from the gushing spot, and then block the water gushing spot with grout.

(3) Control and blockage of gushing water with high pressure and large flow rate

During the excavation of Jinping access tunnels, in case of gushing water was exposed with high pressure and large flow rate, it is very difficulty to grout directly into the gushing water spot. When the grout was injected into the flowing water, the grout was diluted and washed away by the high-speed water flow before the grout coagulated. Therefore, when such gushing water was exposed, first, to excavate mandatory through the gushing area of the tunnel, or back-excavate through the gushing area from adjacent tunnel, and then, to treat the gushing spot with the method of “**diffluent** and pressure relieving”. The gushing spot shall be blocked later at a proper time.

(4) Blockage of the gushing water from corrosion cracks in a large area

For such gushing water in a large area, Borehole orifice-pipes were installed for grouting over the whole area. The grouting pressure should increase step by step, and at last, a grouted zone of some thickness was formed. In this way, the gushing water shall be blocked.

4.2.3 Typical cases of the gushing water blockage

The treatment for high-pressure large-flow-rate gushing water is still a hard problem in the world. There are no successes experiences can be used for reference. For the blockage of the water gushing at BK14+888 in the access tunnel, new equipment, new technology, new process were used, and professional water-blocking staff were introduced. Certain effects were obtained.

(1) Primary blockage and shallow-part backfill grouting were made to treat the dropping-water around the buried tube. Strengthen the buried tube in the water-gushing hole to guarantee the tube can stand a water-blocking pressure of 6-8MPa. Install a

grout-jet tube inside the main tube in the water-gushing hole. Install the dual-grouts-in devices.

(2) Grouting and blocking. When grouting and blocking to the water-gushing hole, there are two problems. First, the water in the hole flow very fast, much higher than the limit flow speed of control cement grouting. Secondly, the other water-gushing in the access tunnel B mainly come from the heading face, the gushing water dilute the grouts, and wash away the grouts with very high speed into the tunnel B, around-tunnel B and small-around tunnel B. The grouting pressure does not increase and the grouting effects are not obtained. Considering these two problems, quick-setting grout and rapid filling were used for primary water stoppage for the seepage and water dropping behind the heading face. After that, the main water-gushing hole was blocked with grout filling. the location of these tunnels are shown in Fig.7.

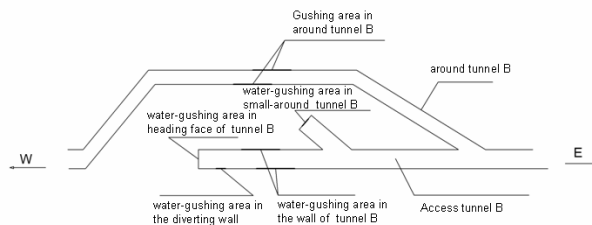


Fig.7 Location diagram of tunnel B , around-tunnel B and small-around tunnel B

4.2.4 Construction experience in tunnel with extremely-large water gushing.

Treatment of the large gushing water in Jinping project is a difficulty problem worldwide. There are no successful construction experiences for reference. With over 4 years hard works and several practices of large water treatment, some experiences have been accumulated, and some construction schemes in underground tunnels with large gushing water have also been explored gradually.

(1) For high-pressure and large-flow-rate gushing water exposed in Jinping access tunnels, it is possible to locate the water-bearing structure zones with some accuracy by ground water prediction methods, but very difficulty to find out the pressure and amount of the ground water inside. The increase of success rate of groundwater prediction and the effective analysis of the prediction data is an effective way to avoid the unfavorable influence of the exposed gushing water on the tunnel excavation.

(2) In order to avoid as much as possible the large water gushing in the tunnel excavation, based on the study of geology and hydrogeology on the information of geophysical prospecting and advanced drillings, pre-grouting reinforcement (similar to

pipe shielding) are suggested to be made in possible water-gushing area if the tunnel excavation condition allowed. The reinforcement measures should cover an area of 5m behind the heading face, and a barreled curtain shall form. In this way, large gushing water after blasting can be avoided effectively.

(3) For possible large amount of gushing water, drainage should be considered first. Tunnel excavation can be carried out normally and the large water gushing spot can be treated only if the large amount water be drainage away.

In case high-pressure large-flow-rate gushing water was exposed, it is suggested to drainage the water out of the tunnel. Do not “block” the gushing spot rashly. Water-treatment method should be studied after the gushing water and the rockmass characteristics were studied carefully. If the pressure and flow rate attenuated rapidly, it is better to let the water flow out of the tunnel, and restart the excavation when there is no flowing water. Before restart the excavation, it is necessary to take advanced geology exploration for the rockmass behind the heading face. If the gushing spot is on the tunnel sidewall, excavation can be continued through the water gushing area, and then treat the water with concrete backfilling later at a proper time.

(5) For each water-bearing zone, different blockage method should be adopted for fast blockage of the water-bearing tunnel section. The general principal for grouting blockage of gushing water is “priority to the easy problems, drainage first and then blockage, roof first and then sidewall and bottom, concentrated treating, comprehensive and systematic treating”.

(6) At the place where high-pressure gushing water might occur, water-release holes should be drilled in advance to avoid possible large scale collapse and/or water gushing caused by rockmass under high-pressure ground water before the high-pressure consolidation grouting was taken.

5. Conclusion

The hydraulic tunnels of Jinping II project is the largest one in the world. The difficulty of the construction is a giant challenge to tunnel construction. The success of the project shall greatly promote the development of underground construction technology. The experiences gained during the project construction can be used as references for construction of other deep-buried mountain tunnels. These experiences include the karst hydrogeology study, the large&long tunnel design, the construction scheme, forecasting technology, treatment of high-pressure gushing-water, etc. The hydraulic tunnels group

of Jinping II project is very large in scale, and very complicated in technology. It is a challengeable underground project. With over 30 years of investigation, research and studies, the geological condition of the tunnels is clear on the whole, major technology problems have been solved or have way to solve. The successful completion of the access tunnels is able to provide useful experiences for reference for the construction of the Jinping II power tunnels. More thorough scientific researches are still being carried out, which shall be able to provide strong support for the construction of the giant tunnels. The construction of the Jinping II tunnels shall be able to provide useful experience for other large scale tunnel projects in the world.

References

1. Shiyong Wu, Ziping Huang, Tunnels vision at Jinping II, *Water Power & Dam Construction*, September 2008: 17-18
2. Ziping Huang, Shiyong Wu, Dealing with water inflows at Jinping, *Water Power & Dam Construction*, October 2008: 24-26
3. Ziping Huang, Shiyong Wu, Grouting works at Jinping, *Water Power & Dam Construction*, February 2009: 40-42
4. Wu Shiyong, Shen Manbin, Progress at the Jinping I and II hydro projects in China, *HYDROPOWER & DAMS*, Issue One, 2008: 52-57
5. WU Xuan-zheng, LI Ming-chuan, WU Yu-teng. Analysis and prevention measures for rock-burst in the auxiliary tunnel of the Jinping Hydropower Statetion. *Journal of Shandong University (Engineering Science)*, 2008,38(3). (inChinese))
6. ZHANG Jingjian, FU Bingjun. Advances in tunnel boring machine application in China[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering* , 2007, 26(2): 226–238.(in Chinese))
7. WU Shiyong, REN Xuhua, CHEN Xiangrong, Design for the liner and surrounding rocks of diversion tunnel in Jinping cascade II hydropower station[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering* , 2005 24(20): 3778–3782.(in Chinese))
8. WU Shiyong, WANG Jian, WANG Ge, Underground water and its treatment strategy in auxiliary tunnels of Jinping Hydropower Project. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, Vol26 No.10 October 2007 1957-1967

ÅTGÄRDER EFTER RAS I BOLMENTUNNELN

Measures after collapse in the Bolmen tunnel

*Tommy Ellison, AB BESAB
Caj Lundqvist, Sydsvatten AB
Ingvar Bogdanoff, WSP*

Sammanfattning

Bolmentunneln som byggdes 1975-1985, tillgodoser vattenbehovet i 14 kommuner i Skåne. Tunneln är 80 km lång, och har en area på cirka 8 m². Vattnet rinner med självfall till mottagningsstationen nära Perstorp, för vidare ledningstransport till vattenverket vid Ringsjön.

Tunneln är byggd helt i berg, 40-100 m under markytan. Berget kan betecknas som skandinaviskt urberg med mestadels bra bergkvalitet. Det finns dock ett stort antal svaghetszoner där berget är uppsprucket och i vissa fall starkt omvandlat med inslag av lera. Dessa passager ledde till stora förseningar och kostnadsökningar under utförandetiden. Tunneln är sporadiskt förinjekterad och förstärkt med ingjutna bultar och sprutbetong som täcker cirka 17 % av tunnelns sträckning.

Tunneln har drabbats av större ras, som har lett till att tunneln fått tas ur drift för reparation, vid tre tillfällen sedan den stod färdig 1986. Det senaste raset inträffade vintern 2008/2009. Tunneln stängdes i april 2009 och länsdumpning inleddes. Efter tre månaders länsdumpning, kunde man ta sig in i huvudtunneln, och raset hittades på den plats som antagits.

Raset, som visade sig vara mycket stort; största höjd 12 m och längd 8 m, åtgärdades med en tidigare oprövad metod. En stålsköld i sektioner tillverkades, och monterades i tunneln samt trycktes genom rasmassorna samtidigt som dessa lastades ut. Efter slutförd utlastning användes skölden som gjutform. En injekteringsbetong utfördes upp till en meter ovanför hjässan. Detta arbete avslutades i slutet av 2009.

När tunneln var tömd passade man på att inspektera, skrota och förstärka en sträcka om 35 km. Målsättningen med denna insats var att minska risken för liknande ras på den aktuella sträckan. Det senare arbetet pågår och ska vara klart i slutet av mars 2010.

Summary

The Bolmen tunnel, which aim is transport of raw water from Lake Bolmen at the northern start point, for the need in 14 communities in region Skåne in The tunnel is 80 km long and the square area is around 8 m². Water transport is by natural flow to the southern end, where it is forwarded in pipeline to the water treat plant. It is built in rock, 40-100 m below ground. The rock can be characterized as primary, and the quality is

fairly good, but in some passages it is quite fractured and transformed with crushed zones, sometimes mixed with clay materials. Some of those weakness zones caused certain problems during construction with delays and increased costs. The tunnel is sporadic pre grouted and reinforced with bolts and shotcrete which covers some 17 % of the tunnel length.

The tunnel have been affected by collapse three times since it was completed 1986. The last time was during winter 2008/2009, and the tunnel was shut in order to repair in April 2009. After some three months pumping the blocked passage was found in the place it was expected. The collapse that was rather extensive, maximum height and length 12 m and length 12 m, was formerly taken care of with a so far untested method. A steel shield was produced in sections and was put together and pushed through the masses while carrying them out. After completed loading the shield was used as formwork. Concrete lining was installed by pre packed filling with gravel and grouted with cement mortar. This was successfully completed by the end of year 2009.

While the tunnel was emptied it is being inspected, scaled and reinforced on some 35 km. The purpose is to reduce the risk of new collapses during the next 25 years on the present section. This maintenance works is going on and expects to be finished at the end of March 2010.

1 Bakgrund

Bolmentunneln är en råvattentunnel från sjön Bolmen i södra Småland till Äktabodens i närheten av Perstorp i Skåne. Därifrån forslas vattnet i ledning till vattenverket i Ringsjöholm. Bolmenvattnet tillsammans med vatten från Vombsjön utgör råvara för dricksvatten till hushållen i 14 kommuner i sydvästra Skåne med totalt $\frac{3}{4}$ miljon invånare och till industrin i området.

Tunneln är cirka 80 kilometer lång och har en tvärsnittsarea på drygt åtta kvadratmeter. Den projekterade vattenföringen är 6 m³ per sekund, och den utnyttjade kapaciteten varierar mellan 1-2 m³ per sekund beroende på årstid mm. Hela tunneln är byggd i berg på 40-100 meters djup under markytan.

I april 2009 stängdes tunneln av med anledning av ett ras som täppte till tunneln nästan helt. Under tiden som tunneln är avstängd tryggas vattenförsörjningen från reservvattentäkterna Ringsjön och ordinarie vattentäkten i Vombsjön.

Raset har nu lokaliserats och åtgärdats. Dessutom har en del av tunneln besiktigats och vissa åtgärder som avser att minska risken för nya ras har vidtagits.



Figur 1. Översiktskarta

2 Bergförhållanden

I samband med förundersökningar av bergförhållanden längs den planerade sträckningen, gjordes en ganska enkel bergartsindelning i amfibolit, gnejsgranit, röd och grå gnejs, och berget kan väl därför sammanfattningsvis beskrivas som skandinaviskt urberg. En stor del av tunneln går genom berg av god kvalitet, men det förekommer också kraftigt omvandlat berg med krosszoner och inslag av lera. I vissa fall är leran svällande vid tillgång på syre. Vid utsprängning av tunneln orsakade några av dessa svaghetszoner, i kombination med stora mängder inläckande vatten, oväntade svårigheter med förseningar och fördröjningar som följd. Några av dessa zoner är desamma som ställt till problem i projekt Hallandsåsen.

3 Historisk tillbakablick

3.1 Byggande

Bergdrivningen utgick från tolv arbetstunnlar med omkring 20 m² tvärsnittsarea. Påslagen numrerades från 10 till 21 där 10 var det nordligaste. Påslag 10-13, 24 km, kallas den norra delen och påslag 14-21, 56 km, den södra delen. Den södra delen byggdes mellan 1975-1984 av konsortiet TUNKO med företagen AB Armerad Betong, Nya Asphalt AB och John Mattson Byggnads AB, medan den norra delen genomfördes av Skånska Cementgjuteriet AB under perioden 1981-1985. Tunneln var, efter tvättning och bottenläggning, färdig och vattenfylldes hösten 1986, men togs i bruk först 1987.

Byggmetoden var i båda entreprenaderna borring och sprängning med rälsbunden borring och lastning, utom ett par kilometer längs norrut där hjulburen utrustning användes och berget transporterades ut på lastbil. Omlastning av berg till lastbil skedde vid övriga påslag i bangården, som var placerad i anslutning till arbetstunnlarna, där också service och materialförsörjning ordnades.



Figur 2. Profil av tunneln

3.1.1 Tätning

Eftersom tunneln är vattenfylld under drift med återställd grundvattennivå, bedömdes att ingen tätning var nödvändig för tunnelns funktion. Då sträckningen i huvudsak gick genom glesbefolkat område och i flack terräng med riklig tillgång på grundvatten, ställdes heller inga restriktioner i form av begränsad inläckning till anläggningen. Viss injektering blev ändå nödvändig framförallt av produktionstekniska skäl. Dessa utfördes i huvudsak som förinjektering med SH-cement, ibland med tillsats av silikat. Cirka 25 % av hela tunneln förinjekterades. I något område med särskilt uppsprucket berg kan injekteringen även antagits ha haft en förstärkande uppgift.

3.1.2 Förstärkning

Förstärkning av tunneln utfördes med en form av ”active design” genom att berget karterades kontinuerligt av ingenjörsgéologer som sedan anpassade åtgärderna till lokala förhållanden. Förstärkningarna består av selektiv bultning med cementingjutna kamjärnsbultar och sprutbetong som mestadels utfördes med torrsprutningsmetoden. Omkring 17 % av tunnelns totala sträckning är förstärkt med sprutbetong, som utfördes i ett eller flera påslag och ibland med armeringsnät mellan påslagen. På begränsade sträckor med mycket dåligt berg utfördes lining med betonggjutning, bland annat göts en bottenplatta för att öka bärigheten på en sträcka med mycket dålig bergkvalitet.

3.2 Tidigare ras

Första raset inträffade redan 1986 innan tunneln hade tagits i bruk cirka 3 kilometer norr om påslag 19. I samband med detta upptäcktes också ett sekundärt ras en knapp kilometer söder om påslag 19. En andra kollaps inträffade 1995 ett par kilometer söder om påslag 14. Vid båda tillfällena har orsaken kunnat härledas till leromvandling som inte förstärkts tillräckligt. Utöver insatserna för att reparera tunneln efter de nämnda rasen har ingen översyn av anläggningen eller förstärkande åtgärder tidigare utförts.

4 Ett nytt ras

4.1 Lokalisering

Ett tredje ras inträffade i slutet av 2008. Det aktuella raset kunde genom observationer av tryckändringar i luftningshål vid högpunkterna lokaliseras till ett område i närheten av påslag 17. Efter att ha studerat relationshandlingar och geologisk kartering från byggtiden samt byggt en datormodell av tunneln, pekade konsulten WSP ut en plats cirka 720 meter norr om påslag 17 som den mest troliga platsen för raset.



Figur 3. Raset

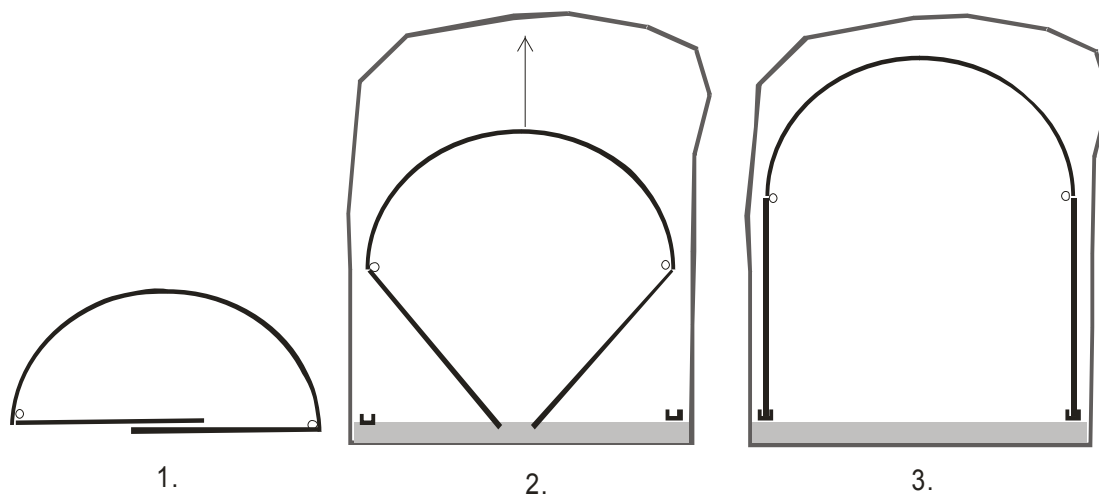
Tömning av tunnelsystemet påbörjades i slutet av april månad 2009. Man hade beräknat att det skulle ta tre veckor att sänka vattenytan till huvudtunnelns nivå. Torrläggningen utfördes av en sidoentreprenör. Trots att pumpning genomfördes parallellt i upp till tre påslag med totalt 100-150 liter per sekund, så tog det nästan tre månader innan man kunde komma in i huvudtunneln i påslag 17.

Raset hade inträffat nästan exakt på den utpekade platsen. Det visade sig vara mycket omfattande, och det var en kompakt vägg av rasmassor som mötte de som först kom fram till platsen. Rasets dimensioner visade sig senare vara ungefär följande; största höjd 12 meter, och längd omkring 8 meter.

4.2 Beslutade förstärkningsåtgärder

Raset 1995 forcerades genom borring av horisontella stålrör som successivt förstärktes med sprutbetongbågar allteftersom rasmassorna lastades ut. Denna metod tar relativt lång tid att utföra då det krävs att sprutbetongen får tillräcklig hållfasthet för att kunna bedriva utlastningen säkert.

Ett alternativ sätt att lasta ut och säkra rasområdet utvecklades i detta projekt av Ingvar Bogdanoff, WSP. Metoden beskrivs nedan.

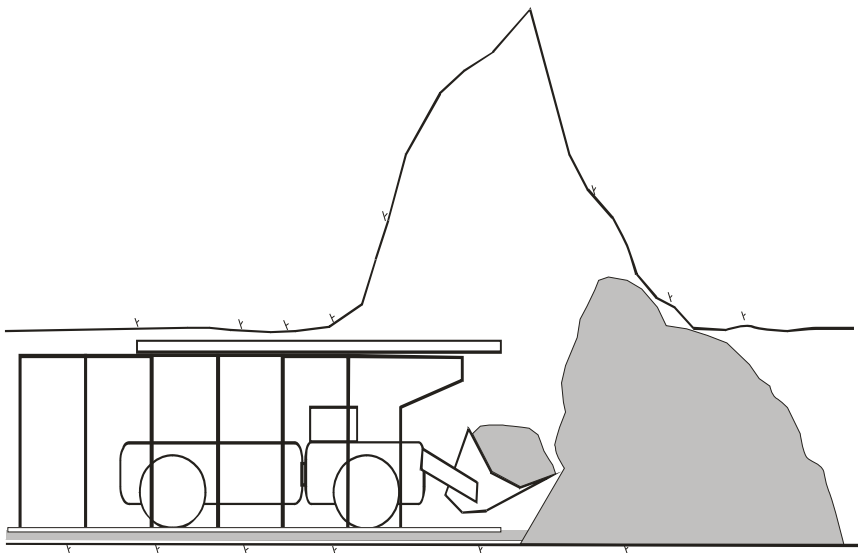


Figur 4. Princip för montage av skölden

En sköld av kraftig stålplåt förtillverkades i sektioner om en meters längd. I transportläget (1) är väggarna infällda i valvet. Elementet kan bäras med lastmaskin till monteringsplatsen vid raset. Elementens väggar och valv är kopplade med gångjärn. När valvet reses (2) fälls väggarna ut och placeras i U-balkarna i tunnelns golv (3).



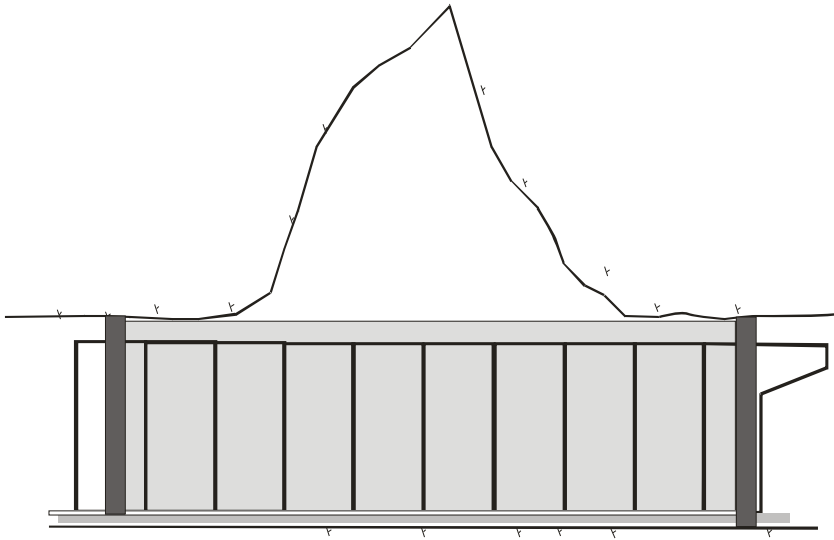
Figur 5. Ett sködelement med infällda väggar färdigt för transport till rasplatsen



Figur 6. Utlastning under skyddande stålsköld

Elementen reses och monteras från en säkrad plats i tunneln cirka 5 m före raset. Utlastning sker med lastmaskinens förare i säkerhet under skyddstaket och maskinens eget skyddstak. Efter viss utlastning trycks skölden in mot rasmassorna. Vid behov för att öka styvheten kan i utrymmet mellan skölden och omgivande berg, stämning med trä utföras.

När alla rasmassor är utlastade och skölden täcker in hela rasområdet, tätas båda ändarna med formsättning och sprutbetong. Efter att skölden har förstyvats med kraftig stämning för att undvika deformationer, gjuts betong kring skölden upp till cirka en meter över hjässan.



Figur 7. Betonggjutning utförs med skölden som form

4.3 Genomförande

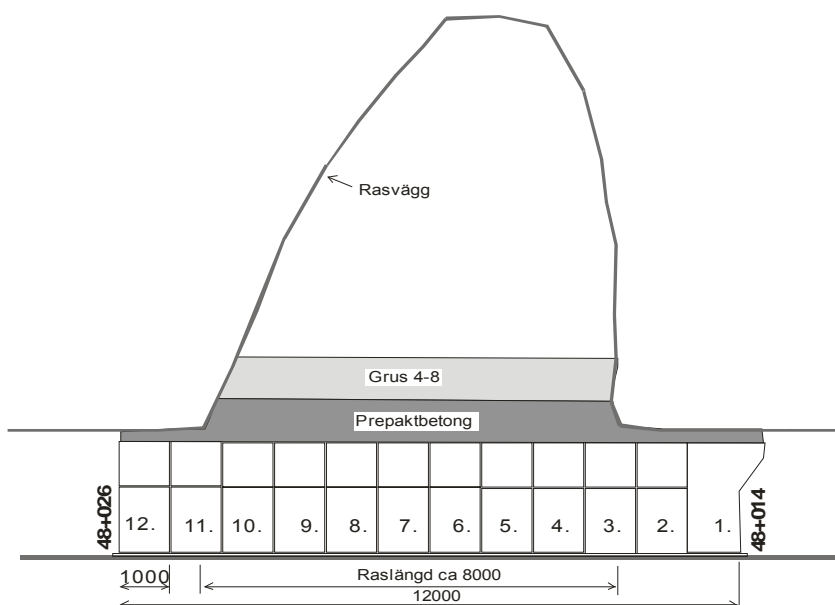
Installationen av skölden fungerade utmärkt och hela processen att komma igenom raset tog ungefär en vecka. Utlastning genomfördes med en lastmaskin med små dimensioner men hög lastförmåga, som vanligen används i trånga gruvorter. Lastkapaciteten var 1,75 m³ eller 5 ton i skopan, och maskinen bar ut massorna till knutpunkten i påslag 17, en sträcka på drygt 700 meter. Total volym som lastades ut var omkring 4 - 500 m³ lösa massor. Någon stödjande fyllning med trä mellan skölden och bergväggar behövdes inte.



Figur 8. Skölden efter utlastning

Sköldens väggar försågs med invändig stämpling för att den inte skulle deformeras under arbetet med lining. En del förstävningar svetsades också på sköldens väggar. Skarvarna mellan sektionerna tätades innan den permanenta ingjutningen kunde börja. Fyllning med singel genomfördes med en betongspruta och eftersom det var en relativt stor volym, cirka 70 m^3 , tog detta arbete några dagar.

Injekteringsbruket var tillrett av cement och vatten samt flytmedel, $vct=0,6$. Ett retarderande tillsatsmedel användes också för att bruket skulle hinna fylla alla hålrum. Injekteringen tog omkring två dygn.



Figur 9. Betonggjutning utfördes med sköldens 12 element som form.

Betongen testades genom förprovning i en form ovan jord. Tryckhållfastheten hos den färdiga konstruktionen motsvarar betong C25/30. Efter att förstävningar och stämpling rivits, ytbehandlades plåtarna med omkring ett tunt lager sprutbetong, cirka 30 mm, som korrosionsskydd.

För att dämpa eventuella nedfall i den del av kyrkan som inte fyllts med betong fylldes en meter singel på valvets tak.

Området utanför raset är förstärkt med systematisk bultning och torrsprutad sprutbetong med ca 20 kg fiber/ m^3 .

För att få plats med en räddningskammare, material och utrustning sprängdes en nisch intill rasområdet.

5 Status i övrig tunnel

5.1 Bergutfall

I anslutning till raset fanns ytterligare 2 mindre ras med nedfall av block och sprutbetong. Efter besiktning av ca 20 km tunnel har ett begynnande ras om ca 4 m³ påträffats. Nedfall av sten förekommer i övrigt sparsamt. Några slag ofta ca 5-10cm breda med svällande lera, smektit, har påträffats. Dessa kan med tiden bilda kratrar in i berget med risk för framtida ras.

En mängd lösa eller redan nedrasade bergfragment har påträffats men mest mindre stycken. På ett antal ställen har dock större osäkra partier påträffats. En del av dessa platser visar på leromvandling i bergsprickor och några av dessa är tidigare oförstärkta. Några begynnande ras har påträffats.

5.2 Förstärkningar

Under byggtiden har man försökt att observera de svaga partierna och göra lämpliga förstärkningsåtgärder. Detta har i det stora hela varit en lyckad strategi, men vissa fall har förstärkningarna varit otillräckliga. Orsakerna till detta kan man bara spekulera i:

- Inläckande vatten har försvårat utförandet och kvaliteten har blivit lidande
- Sprutbetongen är på några platser tunnare än avsett vilket är ett utförandeproblem
- Strävan att hålla budget kan ha bidragit till att förstärkningarna i vissa fall har fått för liten utsträckning i tunnelriktningen
- Det finns också leromvandling som troligen inte har upptäckts under byggtiden
- Komplex geologi och tidspress kan ha bidragit till fel beslut

5.3 Bergbultar

Man kan efter översyn av långa tunneldelar konstatera att bergbultarna i allmänhet har klarat sig bra genom åren. Det finns inga synliga tecken på att bultarna generellt skulle ha angripits av korrosion annat än på de utstickande delarna. I de fall det finns någon millimeter cementslam på utstickande bultändar är även dessa intakta. Stålet i enstaka bultar har blottats ca 10 centimeter in i berget och befunnits vara helt intakta. Det finns några bultar med rostfärgade utfällningar som kommer från spalten mellan bultstång och berg. Detta kan tyda på bristfällig ingjutning och antagligen har borrhålen läckt vatten redan vid ingjutning av bulten, men hittills har ingen bergbult som har släppt i den ingjutna delen påträffats.

5.4 Sprutbetong

En stor del av sprutbetongen i tunneln är tunn, ofta bara ett påslag och ibland har den blivit ännu tunnare ner till någon centimeter. Det är sedan länge känt att tunn sprutbetong har en dålig beständighet, se (2), (3) och (4). En rapport Davik (5) som presenterades i mitten av 1990-talet, visar att en sprutbetong med tjocklek understigande cirka 40 mm inte är beständig under lång tid. Det är framförallt vidhäftningen till underlaget som degraderas och ger bom med försämrad eller utebliven förstärkningseffekt som följd. Urlakning eller dekalCIFIERING är en nedbrytningsprocess

som går snabbare vid tunna skikt, något som leder till försämrad hållfasthet och kan också vara en orsak till att tunn sprutbetong har en sämre beständighet. Det okulära intrycket från Bolmentunneln är att sprutbetongen är intakt efter mer än 30 år. Svällande lera har i par ställen tryckt ut betong. Detta verkar inträffa i sprutbetongens randzoner mot naket berg, där spurtbetongen ofta är tunn.

5.5 Underhållsåtgärder

En skyddsskrotning har utförts på cirka 7 km av huvudtunneln när detta skrivs. Övriga åtgärder består i sprutning med fiberarmerad sprutbetong som uppgradering av tidigare förstärkta ytor och en del tidigare osprutade avsnitt. Rengöring av de befintliga tunnelväggarna är en annan komplikation, då det finns vissa avlagringar som är svåra att avlägsna. En vidhäftningshållfasthet på 0,2 MPa anses vara tillräckligt för denna sprutbetong.

Underhållsarbetena pågår och planeras vara färdigställda i slutet av mars månad, då tunneln åter måste tas i bruk.

6 Referenser

- 1 Reingardt, L, "Vatten från Bolmen", Sydsvatten, 1991.
- 2 Sprøytebetong til fjellsikring, Publikasjon nr. 7, Norsk Betongforening, 1999.
- 3 Johansson, L; Sundbom, S. & Woltze, K. "Permeabilitet – provning och inverkan på betongs beständighet", CBI rapport, 2:89, 1989.
- 4 Malmberg, B. "Beständighet hos fibersprutbetong", Föredrag vid Bergmekanikdagen 1994, SveBeFo, Stockholm, 1994.
- 5 Davik, K-I, "Beständighet av sprøytebetong i tunneler – resultat av norske undersøkelser", Statens vegvesen Vegdirektoratet, Norge. Bergmekanikdag 1998, Stockholm.
- 6 Malmgren, L, Nordlund, E, Rolund, S, "Adhesion strength and shrinkage of shotcrete", Tunnelling and Underground Space Technology, 2004.
- 7 BV-Tunnel remissutgåva 2004, Banverket 2004
- 8 http://www.sgu.se/dokument/service_sgu_publ/RM123_155-196.pdf

TUNNELLING IN DIFFICULT GROUND: THE NIAGARA TUNNEL PROJECT

Matthew A. Perras and Mark S. Diederichs
Geological Sciences and Geological Engineering
Queen's University, Kingston, Ontario, Canada

Summary

The current Niagara Tunnel Project, Niagara Falls, Canada, is a 10.4 km long water diversion tunnel, which is 14.44 m in diameter and being excavated by a Tunnel Boring Machine (TBM). The tunnel has been excavated down through the entire stratigraphy of the Niagara Escarpment, including dolomites, limestones, sandstones, and shales, passed under St. David's Buried Gorge and emerged back into the formations above the Queenston Formation. Overbreak has been a significant issue in the Queenston Formation and the tunnel alignment has been modified from the original design to minimize the drive length in the Queenston. The failure mechanisms observed at the tunnel include; gravity raveling, structurally controlled and stress induced failure. These are not uncommon failure mechanisms for TBM driven tunnels; however, with large diameter tunnels these failure mechanisms can result in significant deformations causing delays in a project schedule. Consideration of excavation scale must be given and TBM design must integrate support into the design process for large diameter TBM driven tunnels to prove more successful in the future.

1 Large tunnel boring machine challenges

Tunnel boring machines (TBM) are generally used for long tunnels due to the substantial upfront cost of the equipment. It is more cost effective to use drill and blast techniques for shorter drives. The advantage of a TBM comes into effect when the tunnel alignment is long and continuous and the project schedule is long enough to merit the upfront cost of the TBM. There are many types and applications of TBM's, but they generally fall into two main categories: Hard rock and soft ground machines. Beckel and Kuesel (1982) refer to hard rock as firm and cohesive material and soft ground as soft, plastic and non-cohesive material.

Each TBM is designed for the optimum site specific conditions and with more challenging tunnelling projects being constructed; the use of hybrid machines is becoming more popular. These challenging projects often have geological conditions which span the extremes in rock support requirements, from raveling fault zones to rock bursting brittle failure.

Some of the instabilities which can affect TBM performance include; sidewall failure, pre-support dilation, and unstable wedges.

1.1 Sidewall instability

Grippers are used on open TBM's for advance by pushing into the sidewall to create a point from which to thrust the cutterhead forward. The grippers must make sufficient contact with the sidewall to thrust from for advancement. Side wall damage and failure due to high insitu stress or unfavourable joint orientation, respectively, can create an irregular profile making the gripper contact less effective for advance thrusting. In this situation, shotcrete, concrete or timber/steel cribbing must be used to create a pad for the gripper to rest on, which causes delays in the production cycle.

1.2 Pre-support dilation

The point at which primary rock support can be installed is governed by the length of the cutterhead and the associated drive motors. In some machines, this distance can be in the order of 3-6m and results in delayed rock support installation. If the rock mass is to deform plastically or there are a large number of joints to form wedges, the distance between the face and the primary rock support installation point should be minimized. Once the rock begins to dilate, then it is exceedingly difficult to reinforce the tunnel without leaving loose blocks hanging from the support or removing the loosened and dilated material. Under extreme conditions, the TBM head can become jammed due to rock failure onto the cutter head preventing rotation and advance. To minimize the effect of dilation onto the cutterhead forward spiles can be installed, which involves the placement of metal poles in holes drilled ahead of the face to create an umbrella which the machine can pass under. Spile installation operations can be time consuming and expensive.

On pre-cast segmentally lined tunnels, shield length can contribute to uncontrolled rock mass dilation. At the Lesotho Highland Water Project, rock falling onto the shield caused eccentric loading of the liner during advance thrusting, which caused cracks to develop in the precast segments (Graff & Bell, 1997). Extensive grouting behind the liner was required. Minimizing the gap between the face and the installation of support on all TBM types can have benefits of early placement of primary or secondary support, which in turn will reduce rock mass dilation effects and potentially rock support requirements (Steiner, 2000).

1.3 Roof and Side Wall Wedges

Continuous observation by trained personnel can identify roof and side wall wedges as they are exposed at the back of the cutterhead. The early identification of possible wedges is necessary for TBM driven tunnels due to the limited position of rock support installation equipment. The difficulty arises if a wedge is not identified at the primary rock support installation

location or the wedge geometry is such that the detachment or sliding plane is roughly perpendicular to the tunnel axis. If the wedge is not identified and supported at the primary support location, then portable rock drills may have to be brought in, since the secondary support location is often tens of meters back from the primary location. If the geometry of the wedge is such that it can move prior to the installation of the primary rock support, then tunneling will have to proceed with extreme caution. An example of a roof wedge prior to support, near the Whirlpool – Queenston contact from the Niagara Tunnel Project, is shown in Figure 1.

Other issues may also impede the performance of the TBM, such as invert failure due to stress and time-dependent deformations. These must also be dealt with in a timely manner, although in highly squeezing ground some deformation is desired to minimize the loads on the rock support. High stresses causing invert and crown instability, as well as time-dependent swelling are some of the challenges faced on the Niagara Tunnel Project.

2 The Niagara Tunnel Project

In the Canadian city of Niagara Falls, power generation commenced in 1892 (OPG 2006). Recent upgrades at the Sir Adam Beck complex have increased the discharge capacity, and allowed the new Niagara Tunnel Project to proceed, which when completed will divert an additional 500 m³/s of water to the existing generating facility (OPG 2006).

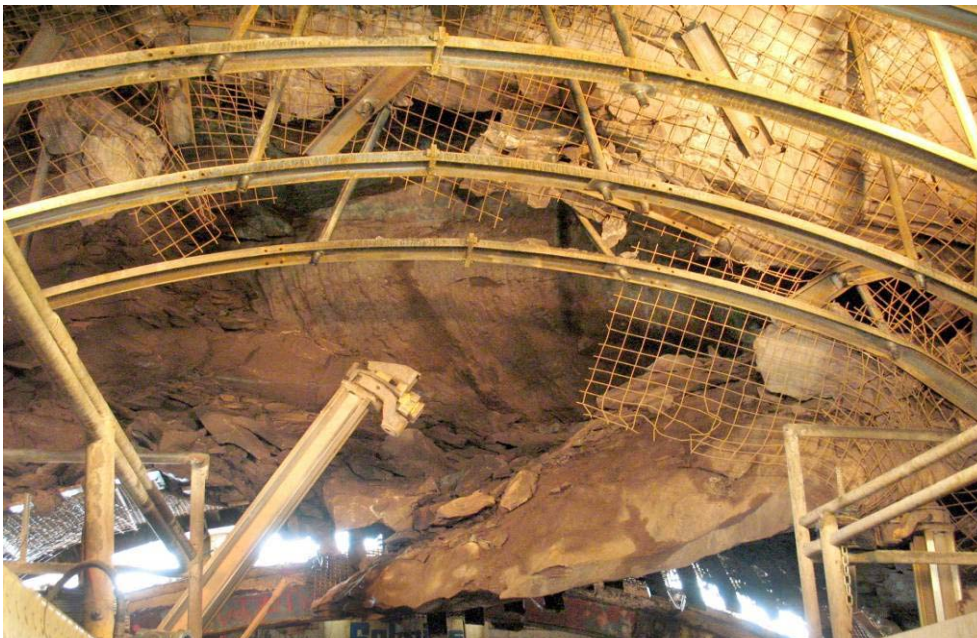


Figure 1: Roof wedge at the Niagara Tunnel Project, showing the block hung up on drilling equipment with wedge detachment in front of the rock support installation area (Perras, 2009).

2.1 Project overview

Three physiographic features exist, the Niagara escarpment, St. David's Buried Gorge and the Niagara River Gorge (Fig. 2), which locally modify the stress field. St. David's Buried Gorge controls the depth of the excavation at roughly 140 m below ground surface. The Niagara Region is known for its high horizontal stresses, which have been locally modified due to the creation of the gorges and the escarpment. The stress ratio is in the order of 4-5 with maximum horizontals ranging from 9 – 24 MPa (Yuen, 1992). The tunnel passes through entire stratigraphy of the Niagara Escarpment, including dolomites, limestones, sandstones and shales, as shown in the stratigraphy of Figure 2.

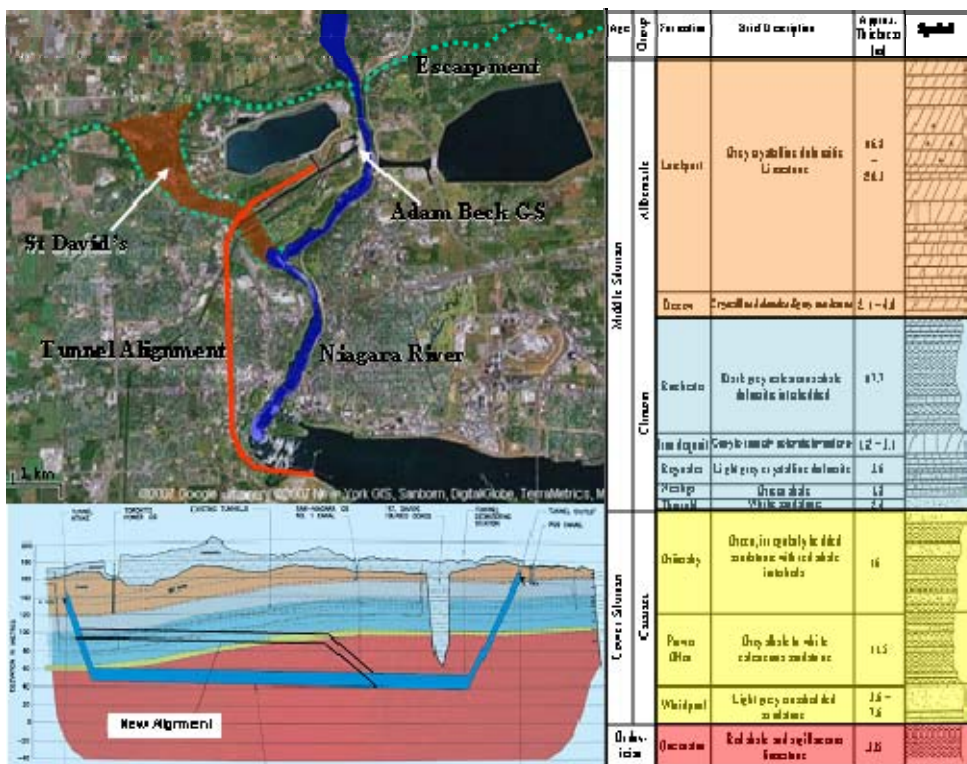


Figure 2: The physiographic features of the Niagara Region and the tunnel alignment (image courtesy of Google, 2007) in the upper left. Geological stratigraphy (Perras and Diederichs, 2009) on right colour coded to match Niagara Tunnel Cross Section below, showing new alignment (Gschntzer and Goliash, 2009).

The gorges in the Niagara region are believed to be the result of water erosion. While tunnelling under the buried gorge horizontal to sub-horizontal sheared surfaces, with less than 60 cm offset were encountered. These are the result of stress relief during gorge formation and present weakness planes for detachment and raveling to occur.

The high horizontal stress creates stress concentration in the crown and invert, resulting in stress induced instabilities where the rock mass strength is exceeded. Typically the anisotropic strength is only given minor consideration during tunnel design since, until only recently, most engineering software was unable to accommodate the strength anisotropy. Perras and Diederichs (2009) and Perras (2009) showed that using joint elements it was possible to induce anisotropic behaviour.

2.2 Observed behaviour from the Niagara Tunnel Project

Observations by the author's were made during the tunnel progress from the portal to the new alignment transition point. Several zones of behaviour were identified and delineated as follows; the units above the Queenston, the Whirlpool-Queenston contact area, St. David's Buried Gorge influence zone and the regional high horizontal stress zone. Only the formations where overbreak occurred will be discussed below. The stated observations below are those of the author's opinion.

2.2.1 Overbreak in the Formations above the Queenston

Overbreak in the formations above the Queenston were limited to induced fracture growth at shale partings, thin bedding plane fall out in the haunch, gravity slabbing, wedge failure and stress induced slabbing. These failure mechanisms will be discussed in the formations where they were observed.

The Rochester Formation is a dark grey calcareous shale – dolomite interbed, which is roughly 19 m thick at the project site. Gypsum nodules are present in the rock mass and can act as nuclei for induced fracture growth. There were very few joints observed. The overbreak in the Rochester Formation was limited to the crown and invert, with no sidewall damage observed. In the haunch area, high angle induced fractures cut across the bedding, creating slabs of rock and a stepped edge to the overbreak profile, as shown in Figure 3. Evidence of shear failure in the haunch area was observed as rock split across bedding to form slabs parallel to the excavation profile. A flat back was created by horizontal tensile fracture growth parallel to the bedding.

The Neagha is a fissile green shale, roughly 1.8 m in thickness and is the weakest unit crossed by the tunnel. The bedding thickness is less than 1mm and the fissility leads to near zero tensile strength. The Neagha broke back to the overlying Reynales limestone, when exposed at the back of the roof shield of the TBM, due to gravity. The unit is extremely weak prior to excavation and the observed overbreak was related to flexural bending and gravity fall out, similar to the voussoir analogue (Diederichs & Kaiser, 1999).



Figure 3: Overbreak as observed in the upper units in the Niagara Tunnel Project (Perras and Diederichs, 2009).



Figure 4: Overbreak as observed in the Queenston Shale on the Niagara Tunnel Project (Perras and Diederichs, 2009).

The Thorold Formation is a light grey sandstone with interbedded dark grey shale. It is a strong unit roughly 2.7 m thick at the project site. Generally speaking there was negligible overbreak in the Thorold and only minor loosening where shale beds day lighted in the haunch area. Similarly in the Grimsby Formation, an irregularly bedded sandstone with dark red shale interbeds (Haimson 1983), minor loosening and bedding parallel fractures were observed and fall out only occurred along thick shale layers (0.1 to 0.2 m) in the crown (Fig. 3).

The Power Glen Formation can be divided into two units. The upper unit is a light grey sandstone with grey interbeds of shale and the lower unit is predominately grey shale with interbeds of light grey sandstone. The upper unit behaved similar to the Thorold and Grimsby formations. The lower unit had significant overbreak in the haunch area, but limited height vertically above the crown due to competency of the layer above and below.

The overbreak in the units above the Queenston Formation was influenced by the interbedded nature of the rock mass and the units above and below. Aside from added influences as mentioned above, was controlled by gravity, the high horizontal in-situ stresses, and local structure.

2.2.2 Overbreak Observed in the Queenston Formation

Overbreak in the Queenston Formation can be divided into three zones as mentioned above. Within each of these zones the overbreak can be generalized into one failure mechanism; although with some room for transition between zones.

The contact between the Whirlpool and Queenston formations is a disconformity marking the transition from Ordovician to Silurian. This depositional gap means that weathering, uplift and other degradation processes were occurring. The stiffness contrast between the Whirlpool and the Queenston creates a local stress shadow below the contact, reducing the stress levels slightly. The stress, in combination with local jointing and the presence of the strong Whirlpool above, influenced the overbreak size and shape. The overbreak was observed to break back to the overlying Whirlpool Formation to a maximum depth of 1.4 m, at which time forward spiling was used to control overbreak and advance the tunnel.

Overbreak approaching St. Davids Buried Gorge was limited to less than 1 m due to the stress field modified by the physiographic features, and once reaching the structural influence zone of St. Davids Buried Gorge, overbreak reached depths in the order of 3 m. Vertical jointing, spaced 2-3 m, and horizontal and inclined shear surfaces were observed under St. Davids Buried Gorge. The vertical jointing remained clamped due to the stress concentrations in the crown, as shown in and had minor influence on

the overbreak depth. The horizontal and inclined shear surfaces also had some effect on the overbreak, although it was difficult to determine when in fact a sheared surface existed above the crown.

As the tunnel advanced away from the influence of St. Davids Buried Gorge, the regional high horizontal stresses were encountered and overbreak continued to be in the order of 2-3.5 m in depth at the crown, with maximums approaching 4 m. The overbreak zone was characterized by steep sides where induced tensile fracturing was observed in the upper haunch area, with horizontal induced fracturing above the crown elevation, creating a plane dipping towards the face, likely due to stress rotation near the excavation face.

A consistent notch shape (Fig. 4) was observed in the crown and invert, although suppressed by gravity at the invert. Sidewall tensile fracturing also occurred and was observed only on the left hand side wall. This could be caused by the horizontal intermediate principal stress, σ_2 , being sub-parallel to the tunnelling direction, or rotation of the cutterhead. The localization of the tensile fractures would result from the stress flow around the tunnel face. These fractures generally did not coalesce to form spalls and were localized. They resulted in distinct surfaces 2- 3 cm deep, spaced 10-20 cm apart and produced negligible overbreak.

Local and minor in volume, overbreak occurred where vertical joints intersect the tunnel. The failure process here is induced by movement on the joint and the loosening during the excavation process removes the material where the wall rock is thinnest.

The units above the Queenston Formation range in thickness from 2 to 20 m and the stability of the excavation appears to be related not only to the units at the excavation face, but also to those above and below the tunnel. The Queenston Formation is over 300 m thick at the project site and the Niagara Tunnel is excavated into roughly the top 60 m. Several failure mechanisms were observed and were predominately controlled by the stress field, which has been locally modified near the gorges and the escarpment.

3 The way forward at Niagara

The difficulty with a TBM driven excavation is that major modifications to the equipment are costly and can present major delays in the schedule. Minor modifications can be accommodated during maintenance outages or even during excavation procedures, as demonstrated at the Niagara Tunnel Project.

Modifications to the Robbins TBM ranged from addition of face foam system to modifying the rock support equipment. Figure 5 gives an overview of the modifications over the course of the project as discussed by Gschnitzer and Goliash (2009).

The modifications to the drilling equipment and the flexible finger shield improved the timing of rock support installation, bringing it forward almost 1 m closer to the excavation face. The man baskets also improved the installation of rock support, improving worker flexibility and access. These two modifications help to enhance the performance of the TBM drive. The other factors help indirectly as well. Further modifications to the cutter head could possibly reduce the overbreak further, but would require significant time and money to implement.

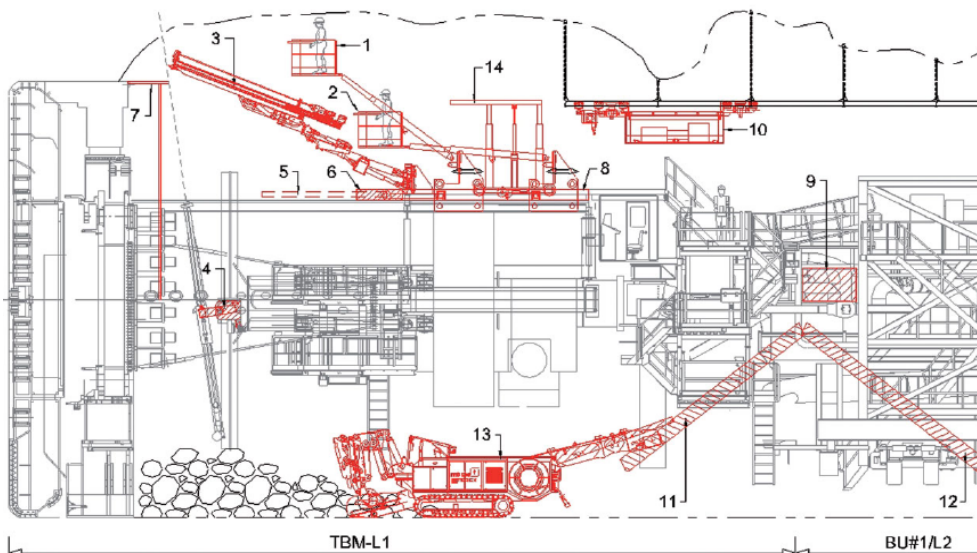


Figure 5: Highlighted modifications to the TBM at Niagara after Gschnitzer and Goliash, (2009). (1&2) – man baskets (3) forward drill for spiling and scaling and (4) pivot system for roof support.

4 Lessons for future large diameter TBM driven tunnels

Large diameter TBM's require careful consideration for the design of the rock support system. The larger the diameter of the machine, the more motors, hydraulics and other components are necessary to operate the TBM and these components can take up considerable space at the front end area of the machine. For this reason, the rock support system, must be considered part of the cutterhead – front area of the TBM design process not as an accessory to be dealt with afterward.

Stiener (2000) stated that the dimension of unsupported rock back from the face must be designed in accordance with the rock strength. In most cases

the unsupported span should be minimized such that the time allowed for fracture growth, whether stress or gravity induced, is reduced. The larger diameter tunnels result in large wedges, ravelling zones and stress notches.

The anisotropic strength and stress at Niagara contributed to the development of the deep stress notch. This behaviour is under-predicted using conventional isotropic rock mass constitutive models. With increases in numerical computing power it is now possible to account for the anisotropic conditions and future designs must investigate the potential for anisotropic ground conditions.

With the increasing demand for infrastructure globally the design of tunnels will continue to push the extremes in diameters. For future success a fully integrated design approach is necessary, which must include the TBM and rock support equipment.

References

- Beckel, John O. and Kuesel, T.R. 1982. Tunnel Engineering Handbook. Van Nostrand Reinhold Company, Toronto, Ontario, Canada.
- Diederichs, M.S. and Kaiser, P.K.; 1999. Stability of large excavations in laminated hard rock masses: the voussoir analogue revisited. *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 36: 97-117.
- Graaf, P.J.H. De and Bell, F.G. 1997. The delivery tunnel north, Lesotho Highland Water Project. *Geotechnical and Geological Engineering*. 15: 95-120.
- Gschnitzer, Ernst and Goliasch, Robert, 2009. TBM modification for challenging rock conditions – a progress report of the Niagara Tunnel Project (NTP). *Geomechanics and Tunnelling*, 2(2): 168-178
- OPG 2006. www.opg.com
- Perras, M.A. and Diederichs, M.S., 2007. Engineering geology, glacial preconditioning and rock mass response to large scale underground excavations in the Niagara Region. *Proceeding from the 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium*, Vancouver, BC, Canada.
- Perras, M.A., 2009. Tunnelling in horizontally laminated ground: The influence of lamination thickness on anisotropic behaviour and practical observations from the Niagara Tunnel Project. *Masters thesis*, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
- Steiner, Walter 2000. TBM tunnelling – Geotechnics influencing mechanics. *Felsbau*. 18(2): 28-34
- Yuen, Clement M.K. et al 1992. Design of diversion tunnels Niagara River Hydroelectric Development. 45th CJC. Paper No. 106A



Box 5501
SE-114 85 Stockholm

info@befonline.org • www.befonline.org
Besöksadress: Storgatan 19

tbk.

ISSN 0281-4714