

**SveBeFo**



STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING  
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

# **BERGMEKANIKDAG**

## **2009**

### **Föredrag**

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

**Föredrag vid  
BERGMEKANIKDAG  
I STOCKHOLM 9 MARS 2009**

**Papers presented at  
Rock Mechanics Meeting  
in Stockholm March 9, 2009**



## FÖRORD

### **BERGMEKANIKDAGEN 2009 INLEDNING**

Vi minns en värdefull kontinuitet i en välskött verksamhet och ser nu framåt i pågående förändring. Tomas Franzén har lämnat SveBeFo efter att ha personifierat Svensk Bergteknisk Forskning under lång tid. Under Tomas tid har många för branschen värdefulla projekt initierats och fullföljts. Böcker och rapporter har skrivits och tekniken att bygga i berg utvecklats. Mycket i branschen är detsamma och Tomas har vid flera tillfällen yttrat att det är i grunden samma forskningsområden som är aktuella, nu som för mer än 40 år sedan och konstaterat att så är det i en mogen bransch.

Det är högkonjunktur i vår mogna bransch. Berganläggningar och tunnlar byggs i ökad omfattning trots en ”lågkonjunktur” för ekonomin i stort. Sverige satsar på infrastruktur! Regeringen har uttalat att en utbyggd infrastruktur är lönsam och befördrar innovation och utveckling av nya exportprodukter och medverkar till att stärka landets konkurrenskraft.

Enligt infrastrukturpropositionen 2008 satsas ca 20 mdr/år på att utveckla infrastrukturen och nästan lika mycket på drift och underhåll av befintlig infrastruktur. En betydande del av satsningen går till undermarksbyggande i berg.

I norr och söder byggas Ådalsbanan respektive Hallandsåsen för fullt, Botniabanan, Nordlänken avslutas i en nära framtid. I Stockholm byggs Citybanan och Norra länken, förbifart Stockholm planeras och utbyggnaden av tvärbanan startar. Götalandsbanan och en tunnel under Varberg planeras, man diskuterar en tunnel Helsingborg – Helsingör. I norr planeras Norrbotniabanan. LKAB planerar för och bygger nya huvudnivåer i Kiruna och Malmberget. Ytterligare stora projekt har eller skall starta i gruvbranschen.

#### **Forskning**

Hur går det då med forskningen? Sverige satsade 1999 3,7 % av BNP på FoU. Sedan dess har denna andel stadigt minskat. Den statligt finansierade forskningen var för ett par år sedan nere i 0,8 % av BNP. Bolag som Ericsson satsar nära 1/5 del av omsättningen på FoU, Astra Zeneca och Saab m.fl. nära 1/5 del. Ett fåtal företag svarar för 70-80 % av näringslivets FoU. Nyligen sattes målet att svensk statligt finan-



sierad FoU skall uppgå till 1 % av BNP. För att uppnå hållbar global konkurrensförmåga har EU ställt upp det så kallade Lissabonmålet att FoU skall nå upp till 3 % av BNP år 2010. Sedan målet sattes upp har FoU-intensiteten (alltså FoU-utgifterna i procent av BNP) har stagnerat på 1,8 %.

Sverige investerar > 10 mdr per år i bergbyggande inom infrastruktur och SveBeFo – BeFo har som betydelsefullt finansierare av Bergteknisk FUD omsatt ca 10 miljoner per år, dvs. < 1 promille av vad som satsas på investering i ny infrastruktur i berg. Då är drift och underhåll inte medräknat. Det finns förvisso andra finansierare och samtidigt är den totala satsningen på FUD i bergbranschen extremt liten. Även för ”en mogen bransch”, finns anledning att fundera på om inte en ökad satsning skulle ge pengarna mångfalt åter.

Media har flertal tillfällen gått hårt åt branschen när tidplaner, ekonomiska kalkyler och miljömål brutit. Vi har som Tomas Franzén konstaterat att det till stor del är samma problemområden som fortfarande är aktuella i branschen, som för 40 år sedan.

Det betyder att det finns utrymme för utvecklingen att ta ett kliv, även mogna branscher kan ta större steg i utvecklingen genom radikala innovationer. Regeringen har framfört önskemål om att fler svenska innovationer och att det finns stort behov av nya svenska exportprodukter. Endast genom en mer kraftfull satsning på FoU kan nya innovationer utvecklas. Det gäller också i vår ” mogna bransch.”

### **BeFos framtid**

Filosofin för framtiden kan sammanfattas med ”kommunikation och samverkan” i alla delar av verksamheten. Samverkan ökar utväxlingen av insatt tid och kapital. Budskapet stärks när fler står bakom. I projekten kan systemgruppsarbete där alla intressenter till aktuell problemställning deltar, underlätta för ny kunskap, teknik, teknologi och innovationer att komma ut på marknaden. Projekt och insatser med brett stöd medverkar till att resultaten snabbare och lättare adopteras på marknaden.

BeFo skall bidra till kunskapsutveckling, kompetensförsörjning och långsiktig kunskapsuppbyggnad! I dagsläget behöver vi stärka vår ställning som samordnare av Bergteknisk FUD. Bergteknisk FUD behöver mer kapital för att Sverige skall nå regeringens mål om stärkt konkurrenskraft. BeFo skall fortsätta visa huvudmän och finansierare att gemensam satsning och det filter BeFos programråd utgör är det bästa sättet att få optimal utväxling på insatta medel.

En intention är att bredda skaran av huvudmän och initiera ett ökat nordiskt samarbete. En liten region med mestadels hårt berg och ca 20 miljoner inbyggare kan nå

längre genom ökad samverkan. Bara i Sverige finns minst 20 och beroende på hur man räknar kanske 30 talet intresseorganisationer i branschen. Vad ville ske med ökad interaktion och mindre fragmentisering?

Ett första steg har tagits genom att BeFo flyttat samman med Bergsprängningskommittén. Vi finns nu på samma plats som SBUF, BBA & BI. Nästa år ser vi fram till att BM-dagen och BKs Diskussions- möte är samordnade och att BeFo & BK gemensamt arrangerar seminarier och branshmöten.

Under våren kommer SveBeFo på nytt bli BeFo. Med det vill vi signalera att vårt fokus är bergteknisk FUD, i en vidare region än Sverige. Stiftelsens webb förnyas. Vi öppnar för ett ökat nordiskt och Europeiskt samarbete.

BeFo har intentionen att på lite sikt dubblera insatsen genom att initiera fler projekt. Starta upp fler korta projektinsatser och utvecklingsprojekt. Genom SKB har BeFo tillgång till ett exklusivt fullskalelaboratorium i Äspö. Vi välkomnar utveckling och framtagning av nya tekniska, teknologiska och organisatoriska lösningar. BeFo skall fortsatt bidra till kompetensförsörjning i branschen genom att satsa på fler doktorandprojekt både vid de fyra bygguniversiteterna, och i industriell miljö.

Nu ser vi fram till en intressant och givande bergmekanikdag!

*Mikael Hellsten*



INNEHÅLL .....	sid.
----------------	------

## **Förord**

*Mikael Hellsten, SveBeFo*

## **Invited lecture:**

<b>Innovative ground support considerations for deep mining applications .....</b>	<b>1</b>
--	----------

*Graham Swan, Xstrata Nickel/Sudbury Operations, Ontario, Canada*

## **FÖRSTÄRKNING**

### **REINFORCEMENT**

*Inledare: Mats Holmberg, Tunnel Engineering*

<b>Framtagande av Typförstärkningar för Citybanan .....</b>	<b>19</b>
---	-----------

Design of standard reinforcement classes for a new commuter train tunnel in Stockholm

*Ulf Lindfors, Vattenfall Power Consultant AB*

*Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult AB*

*Marie von Matérn, WSP*

<b>Grundvattenkemins interaktion med berganläggningar .....</b>	<b>29</b>
---	-----------

Groundwater and hydrochemical interaction with underground structures

*Fredrik Mossmark, Chalmers tekniska högskola & Geo Innova AB*

*Lars O Ericsson, Chalmers tekniska högskola*

*Malin Norin & Lars-Olof Dahlström NCC*

<b>Från 12 till 0,2 m bergtäckning över Rosenlunds tunneln, Södersjukhuset, Stockholm .....</b>	<b>39</b>
---	-----------

*Björn Stille & Sjoerd Spijkerman, Skanska Teknik*

## **ANALYS**

### **ANALYSIS**

*Inledare: Erling Nordlund, Luleå tekniska universitet*

<b>Tryckspänningsreducerade utfall i bergmassor .....</b>	<b>57</b>
---	-----------

Compressive stress-induced fallouts of rock masses

*Catrin Edelbro, Luleå tekniska universitet*

<b>Tredimensionella analyser av kritiska anläggningar på ny huvudnivå i Kiirunavaara .....</b>	<b>69</b>
Three-dimensional analyses of critical excavations at the new main haulage level in Kiirunavaara	
<i>Rebecca Bertilsson &amp; Jonny Sjöberg, Vattenfall Power Consultant AB</i>	
<i>Lars Malmgren, LKAB</i>	
<b>Sättningar i hängväggen i Kirunavaaragruvan .....</b>	<b>81</b>
Hangingwall Subsidence at the Kiirunavaara Mine	
<i>Tomás Villegas, Luleå tekniska universitet</i>	
<b>Bergmekaniska provningar i SKB:s platsundersökningsprogram – En unikdatabas .....</b>	<b>91</b>
Rock mechanics tests in SKB site investigation program – a unique database	
<i>Eva Hakami, Itasca Geomekanik</i>	
<i>Rune Glamheden, Golder Associates</i>	
<i>Lars Jacobsson, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut</i>	
<i>Thomas Janson, Tyréns</i>	
<i>Isabelle Olofsson, Svensk Kärnbränslehantering</i>	
<b>TÄTNING</b>	
<b>SEALING</b>	
<i>Inledare: Lars O Ericsson, Chalmers Tekniska Högskola</i>	
<b>Fintätningar av tunnel på stort djup – rapporter från pågående injekteringsprojekt på Äspö .....</b>	<b>101</b>
Tunnel sealing at great depth – Report from an ongoing grouting project at Äspö	
<i>Johan Funehag, Chalmers Tekniska Högskola/Tyréns</i>	
<i>Martin Bergström, Tyréns</i>	
<i>Ann Emmelin, SKB/Golder Associates</i>	
<b>Nyttan av vattenförlustmätningar vid tätning av tunnlar .....</b>	<b>115</b>
The use of water pressure tests (WPT) in sealing of tunnels	
<i>Karl Persson &amp; Anna Engström, BERGAB – Berggeologiska Undersökningar</i>	
<i>Gunnar Gustafson, Avdelningen för geologi och geoteknik, Chalmers Tekniska Högskola</i>	
<b>Bättre tätningsmetoder för trafiktunnlar – erfarenheter från Törnskogstunneln .....</b>	<b>129</b>
Improved sealing of rock tunnels – experience from the Törnskog tunnel	
<i>Tommy Ellison, BESAB</i>	

**Risker och möjligheter vid injektering med höga tryck.....139**

Risks and possibilities of high pressure grouting

*Rikard Gothäll, WSP/KTH*

*Håkan Stille, KTH*

**DAMMAR**

DAMS

*Inledare: Håkan Stille, Kungliga Tekniska Högskolan*

**Numeriska analyser av bergmassans beteende under  
fyllningsdammar för vattenkraftproduktion .....149**

Numerical analysis of rock mass behavior under hydropower  
embankment dams

*Alexander Bondarchuk & Maria Ask, Luleå tekniska universitet*

*Lars-Olof Dahlström, NCC Teknik / Luleå tekniska universitet*

*Erling Nordlund, Luleå tekniska universitet*

**En konceptuell modell för uppskattning av maximal  
skjuvhållfasthet för råa ofyllda sprickor .....159**

A conceptual model for the peak shear strength of rough unfilled joints

*Fredrik Johansson, Avd. Jord och Bergmekanik, KTH/SWECO*

*Håkan Stille, Avd. Jord och Bergmekanik, KTH*



# INNOVATIVE GROUND SUPPORT CONSIDERATIONS FOR DEEP MINING APPLICATIONS

*Graham Swan  
Principal Rock Mechanics Engineer  
Xstrata Nickel/Sudbury Operations  
Ontario, CANADA*

## INTRODUCTION

After more than twenty years of observing ground support failures associated with high stress and brittle rock types below a depth of 1000m in Canadian Shield mines the author feels qualified to surmise some general characteristics:

- Local *geology* – lithology and structure – tends to uniquely determine the *complexity* and *unpredictability* of the problem;
- Local *excavation geometry* - mine design and opening size – tends to uniquely determine the *severity* of the problem;
- A rock failure “event” is rarely associated with a single mechanism or a single overstressed condition – mixed near-/far-field shear/tensile failure mechanisms occur frequently, together with static/dynamic stress superpositioning and redistributing in time and space;
- In spite of years of technical debate and operational effort, the ground support *system* elements as currently exist – bolts & liner – continue to suffer serious incompatibilities and limitations that prevent a full and effective “in-concert” reinforcement capacity from being mobilized given bursting conditions;
- Published “maximum practical support limits” of existing ground support elements for burst-prone ground - such as screen-reinforced shotcrete and Cone Bolts – are, at best, *relative* and most likely significantly understate what may be achieved should it ever become possible to mobilize the full capacity of tough, polymeric liners.

While the above generalities can be challenged, the following examples may help to justify and explain this author’s reason for stating them.

## MINE OPERATING EXAMPLES

After many years of investigating incidents of mining-induced rockbursts and their consequential damage to an excavation and its support system, some cases stand out as characteristic of their complexity, unpredictability and severity. In presenting these cases there is always a nagging sense of the incompleteness of the available data to explain the observable rock and support element damage.

- **CASE 1 - SINGLE, REMOTE DEVELOPMENT DRIFT:** A rockburst occurred in the back of a recently driven 5.7m x 5.7m ramp at a depth of



approximately 1100m whose active face was 300m away and the nearest mine workings +800m distant. Approximately 11 tonnes of broken rock was displaced as the result of a single 2.4m x 20mm rebar failing in shear, together with multiple mesh connection failures at adjacent rebar plates, see Figure 1. No pre-cursor activity was heard/seen by crews passing the area daily nor was the actual event observed by the mine's seismic systems. A pilot diamond drill hole had been drilled parallel to this ramp *prior* to excavation start-up but no significant diskings was observed near to the actual event site.



**Figure 1** Rockburst/ground support failure in a mine ramp. Upper Left: 11 tonnes of rock fall-out debris; Upper Right: Single sheared  $\frac{3}{4}$ -inch Rebar; Above Right/Left: Site of bolt and mesh failure in back of ramp.

After a detailed investigation it was concluded that the failure mechanism was near-surface fault slip: a slow creep loading of a day-lighting joint occurred which finally slipped abruptly, causing the shearing of the single rebar and various material rock plates/wedges to dilate, shearing the mesh connections which in turn

allowed a relatively large rock volume to fall to the ground. Visual observation indicated little evidence of violent rock ejection but rather gravity induced falling. Local geological anomalies - comprising both structure and lithologically contrasting rock types – in the near vicinity of the event were, in hindsight, thought to be likely triggers for this event. Ground support has now been upgraded with respect to bolt diameter (increased to 23mm), screen gauge (#7 to #6) and bolt plate size/type.

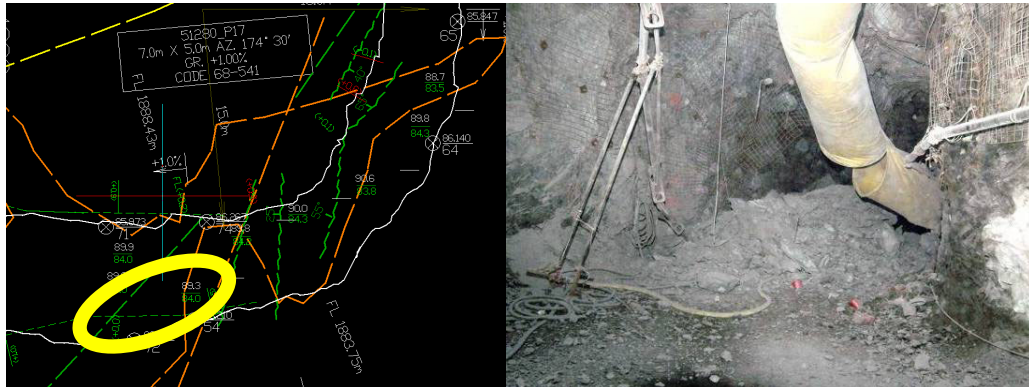
- **CASE 2 – EXISTING BLASTHOLE DEVELOPMENT IN ORE, ADVANCED STATE OF MINING:** A 1.8 Mn rockburst occurred at 1600m depth in the back/wall of a Blasthole stope overcut development where crews were about to clean blastholes prior to charging. The previous blast had been taken 2 days earlier, producing several large events (2.0 Mn and down) but with minimal damage and a “normal” ring-down microseismic signature. An estimated 176 tonnes of rock was violently ejected, with the crew moments away from accessing the area. By design, the area had been deemed “high” risk and was supported 2 years earlier with Modified Cone Bolts and heavy screen strapping, in addition to standard 7/8-rebar and screen, see Figure 2.



**Figure 2** Left – Back of overcut 2 days before 1.8 Mn event showing Xstrata Nickel’s 2-tier rockburst support system, comprising 2.4m x 7/8-inch resin-grouted rebar and welded screen plus lines of heavy gauge screen strapping and resin-grouted cone bolts aligned across the drift and spaced every 1m or so; Right – domed back and South wall of burst site with remnants of sheared-off bolts and some intact ones with plates sheared through the screen; most of the installed support was buried by the groundfall.

Following a very thorough investigation (Simsler, 2007) it was concluded that the rockburst failure mechanism was most likely a combination of slip on a nearby gouge fault (see Figure 3) overloading bounding brittle waste rock itself adjacent to the softer ore contact, resulting in a strain burst at the surface of the excavation. The extent of the ground support system failure was thought to have been due to the fact that over the 2 years since the overcut was excavated a continuous overstressing/failure of the near-surface rock had occurred due to nearby mining activity, reducing bolt load/deformation capacity and “locking-up” some of the Cone Bolts. Unfortunately the extent of a support system’s bolt degradation in this way over time is currently hard to recognize or quantify.





**Figure 3** Left – Plan of surveyed overcut showing multiple fault and slip structures running across the drift close to the site of the rockburst (circled yellow); Right - Rockburst site 1 hour after the event occurred, showing the highly comminuted rock pile and fine dust coating everything.

- **CASE 3 – EXISTING MINE DEVELOPMENT IN WASTE, REMOTE FROM STOPES IN ADVANCED STATE OF MINING:** A 3.8 Mn rockburst event and associated aftershocks occurred at an off-ramp development location at a depth of 2100m, causing extensive and multiple groundfalls over several levels. Neither high horizontal in situ stress nor massive, brittle rock characterize this mine, although a series of predominantly sub-parallel faults accompany the orebody from surface to the deepest levels. Prior to this event Excess Shear Stress models had indicated that the risk of sustaining such a large fault-slip magnitude had been thought to be low to moderate. Furthermore, there was little to no recognizable pre-cursor activity after the nearest stope blast the previous day and little to no warning immediately prior to the event occurring.

Various combination burst-prone ground support systems were in use in the mine's development areas, featuring some or all of the following elements: 50-75mm thick fibre-reinforced shotcrete, #6 gauge welded wire screen, 7/8-inch x 2.4m Rebar, SplitSets, Swellex, Modified Cone Bolts and #0 gauge screen strapping, refer to Figure 4 and Figure 5. The mine also uses domed rockbolt plates with spherical seats.

In summary, observations in the damaged areas indicated that a) the screen strapping/Modified Cone Bolt combination worked exceptionally well, b) the fiber-reinforced shotcrete functioned noticeably better with cone bolts and welded wire screen overtop, and c) the domed plate/spherical seat combination resulted in a much reduced frequency of bolt plates punching through the liner(s) compared to the more commonly used flat plate/hex nut combination. With respect to the damaged excavation *locations*, large intersections with structures other than random jointing were clearly the most vulnerable.



**Figure 4** Comparison of ground support systems in use: Bolts & Screen vs 75mm FRS + Rebar & Screen+Screen Straps & Modified Cone Bolts; Top – as installed; Bottom – local damage sustained by rockburst.



**Figure 5** Examples of the various and frequently occurring support failures: Left – bent and twisted Rebar stripped of rock fragments; Centre – SplitSet head failure/lost connection to liner; Right – Swellex sheared off. Elsewhere the domed plate and spherically-seated nut performed comparatively well (Below, Left). Ultimately the failed rock & shotcrete was only held together by surviving cone bolts and screen straps (Below, Centre), the shotcrete acting like large rock bolt plates. A number of Modified Cone Bolts were observed to have failed in tension, as evidenced by “necking” (Below).







**Figure 6** Breaching of the lower wall support could be observed frequently, irrespective of the wall support element combination, excavation geometry or accompanying structure. This demonstrates the need to consistently install burst support **to the floor**.

## **SUPPORT CAPACITY REQUIREMENTS**

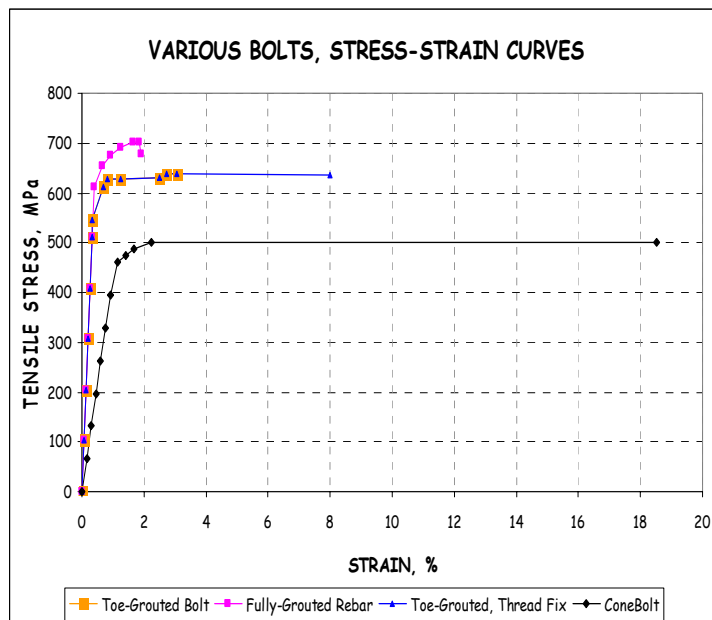
The specification of ground support requirements under static conditions typically considers the load capacity needed to resist the gravity fall-out of a rock prism, simply formulated or with the added complexity of field stresses and friction/cohesion counterforces, etc. Either way such specifications are not able to account for the effects of rock deformation/strain energy release, both of which are critical factors when support systems have to resist rock undergoing failure and post-failure, violent or otherwise. Furthermore, while the Ground Reaction or Response Curve concept has been developed to address this question, to the author's knowledge it has not been applied to specify bolt or liner capacity requirements for brittle, deforming rock masses where mixed-mode failure modes occur that are localized rather than "smeared-out" around an excavation.

In the special case of a violent or rock-bursting failure condition, the role of the ground support system must be to *confine* and *control* the failing/dilating surface rock at all times, analogous to the function of a triaxial cell under servo-controlled loading. Whereas in the case of a triaxial test, confinement is produced using a neoprene membrane and oil pressure, the ground support equivalent to this is the liner and the bolts. Pursuing the analogy, the questions that remain to be answered concerning the ground support system are: a) how much confinement is ideal – knowing that too much will only increase the failure load, and therefore the demand on the support system at failure, and b) what characteristics of the support system will achieve the equivalent of a "servo-controlled" failure state? Evidently, the proof that a ground support system design has answered these questions will be that the rock mass completely contained by it has been effectively destroyed to some depth into the excavation, while the support itself remains intact and viable. Currently, as was observed in the preceding section, the best design performance lies somewhat short of this goal: minimal to moderate depth of rock destruction with total or substantial loss of support integrity. In short, what is needed is a support system that

compels the rock to “support” itself under bursting conditions, as for gravity loading where this same support function is referred to as rock reinforcement.

### Deformable Bolt Specification

In highly deforming ground a fully grouted bolt suffers the same capacity limitations as high adhesion liners: at discrete locations where the rock mass is failing, in shear or in tension, stress concentrations result in local and premature support element failures. This means that a significant proportion of the support element’s/system’s toughness properties are never mobilized and the sought-after rock mass reinforcing/confining effect is lost. In the case of bolts, various practical solutions to this problem have been proposed, all designed to reduce the “connectivity” of the bolt to the rock by reducing the number of anchor points and allowing the bolt material – exclusively steel – to deform



(e.g. the new D-Bolt, Li 2008) and/or anchor point(s) to physically move (e.g. the cement or resin-grouted Cone Bolt). The question still remains however, given a “blank” sheet of paper, what is the required bolt material/design specification needed to mobilize the fullest possible capacity of a bolts+liner system in deep mining applications? Are the properties of steel, see Figure 7, an appropriate choice and how should the bolt-liner properties be matched and coupled to each other?

**Figure 7** Typical stress-strain laboratory data obtained under ideal conditions for steel rockbolt types in various grouted configurations loaded statically in tension. These characteristics are derived mainly from the elastic-plastic behavior of steel and may not depict the most desirable response of a rockbolt in bursting conditions.

In attempting to find answers these questions there have been a number of laboratory tests and underground experiments devised on candidate full-scale bolts, some of which are discussed in the next section. Unfortunately, while the bolts are faithfully reproduced, the loading modes, rock/excavation geometries and support system couplings that actually dominate the failure process in practice are not. This is partly because of the difficulty of achieving the conditions that pertain to rockburst deformations at or approaching *full-scale* in anything other than the real situation underground. Therefore, it is reasonable to ask whether the problem can be scaled down and specifically can bolt types/capacity be scaled? An experimental attempt at achieving this, referred to as the

Buckling Plate Test, is noted in the next section. The following is the physical basis for proceeding with this test together with model bolts and/or liner support elements.

Based upon a diligent literature search, very little if anything has been published on methods of scaling ground support using the principals of dimensional analysis or otherwise. One possibility, thought to be appropriate to this particular problem, is to scale the model bolt according to *energy* rather than geometry. Take for example the simplest case of a 5m diameter x 5m high brittle rock pillar, supported by a system of bolts and liner, which is loaded to failure and bursts<sup>1</sup>. The model pillar (e.g. the Buckling Plate Test sample) with its support elements could be scaled to the prototype by considering the ratio of energy stored in the pillar at failure and released as kinetic energy (say 5% of that stored, ignoring the loading system's contribution) to the energy capacity of the support system at failure. A simple calculation shows that for the prototype scale the kinetic energy will be on the order of 0.5MJ. The specific failure energy or Toughness derived from tensile/pull or "Dog-Bone" stress-strain tests, together with the energy capacity and failure strain under ideal conditions of a number of different ground support elements is compiled in Table 1. For the bolts the energy capacity is that due to the volume of a *single* bolt, whereas for the liners it is that due to the stated thickness per square meter of coverage. Since actual bolt patterns used in bursting conditions are typically at a spacing of 1m x 1m, all of the energy capacities listed in Table 1 can be thought of as comparable on the basis of per square meter of surface support.

SUPPORT ELEMENT	TOUGHNESS, MJ/m <sup>3</sup>	ENERGY CAPACITY, kJ	TENSILE YIELD/ULTIMATE STRAIN, %
2.7m, 7/8 Rebar, Fully Grouted	11	12	0.3/2
2.7m, 7/8 Rebar, Toe Grouted	18	19	0.3/3
2.7m, 7/8 Cemented Cone Bolt	90	94	1/20
50mm FR Shotcrete	0.016	0.8	0.02/0.7
#6 Welded Wire Screen	n/a	4-6 <sup>2</sup>	?/5-15
4mm Rockweb	1	5	8/30
4mm 3M – Type 1 <sup>3</sup>	2 <sup>4</sup>	8 <sup>4</sup>	1-2 <sup>4</sup> /5
6mm 3M – Type 2 <sup>3</sup>	20 <sup>4</sup>	120 <sup>4</sup>	4-8 <sup>4</sup> /50

**Table 1** Calculated typical Toughness, Energy Capacity and Ultimate Tensile Failure Strain of various ground support elements under ideal laboratory conditions. The Bolt Energy Capacity is calculated per unit installed while the Liner Capacity is per square meter of coverage.

Of those elements listed, and given that the dilating rock mass imposes predominantly tensile forces on them, most combinations of bolt+liner appear poorly matched with respect to energy capacity and/or failure strain. This most likely accounts for some, if not many, of the observations noted in the previous section. Finally, in the case of the pillar example, by using the ratio of Kinetic Energy: Energy Capacity and taking the Buckling

<sup>1</sup> Such a case actually occurred at Xstrata Nickel's TL Mine in Sudbury and has been documented, Carlisle 2002

<sup>2</sup> Ideal conditions obtained in the laboratory where the screen is *tight* to a *flat* substrate

<sup>3</sup> Refer to next sub-section

<sup>4</sup> Expected value

Plate Test as the model pillar, model bolts scale to the dimensions in the range of 4-6mm diameter x 100-150mm length and the liners in the range of 0.5-2mm thick, which values are not unreasonable model dimensions. Certainly more work is warranted along these lines as is argued in the next section.

### **Thin Polymer Liner Specification**

Based upon nearly 10 years of laboratory testing, underground trials and numerical modeling managed and directed by Falconbridge/Xstrata Nickel's Sudbury Operations, it is now clear that *two* fundamentally different thin, polymeric liner functions, in concert with their equivalent bolt functionality, are appropriate for general mining application. This conclusion has been endorsed recently by an ad hoc Spray-on-Liner Project Peer Review Committee<sup>5</sup> that has had access to all internal documents. In summary, the characteristic of each is:

1. A liner that may be sprayed and through the action of its adhesion to the rock surface provide **confinement** given that the rock mass itself is not expected to fail and dilate by any appreciable amount over the life of the mine. Such liners are considered, as a minimum, to emulate the same basic functionality of shotcrete and fiber-reinforced shotcrete: to resist minor surface deformation and preserve the surface integrity of the rock excavation;
2. A liner that may *only* be sprayed if the effects of chemical and mechanical adhesion can be subsequently negated such that the liner's tensile deformation properties may be fully mobilized to **retain and confine** a failing and dilating rock mass. Where the rock is failing at a high strain rate, as under bursting ground conditions, this liner must also be capable of deforming, initially at least, at a similar rate without loss of capacity. Such liners are considered in part to emulate the same functionality as screen/mesh, *but* with the distinction that they are placed in-touch with the rock surface and that their support functionality (i.e. retain & confine) is activated as soon as the failing rock begins to dilate<sup>6</sup>. Implicit to this functionality is the requirement that this liner be a) positively connected to a systematic pattern of yielding bolts, and b) the bolt/liner system can deform at a rate consistent with the demands and limitations of the rock-liner system.

With these two functional definitions in mind we can now proceed to state a) the respective liner specifications that are required to satisfy operational demands, and b) the remaining field/laboratory test work that would be required to prove their respective capability to fulfill operational demands prior to production cycle roll-out.

**Liner, Type 1:** This liner will be sprayed to achieve maximum coverage and minimum thickness onto a prepared wet to damp, clean, rough and undulating blasted rock surface, before or after bolting, such that the ground may be considered to be supported for man-

---

<sup>5</sup> Members: Dr. Mark Board and Dr. Richard K. Brummer (Itasca), Professor John Hadjigeorgiou (Laval University), Dr. Wilson Blake (independent consultant) & Dr. Denis Thibodeau (Vale Inco).

<sup>6</sup> Unlike mesh, which is relatively passive and typically has a very non-linear load-deformation response.

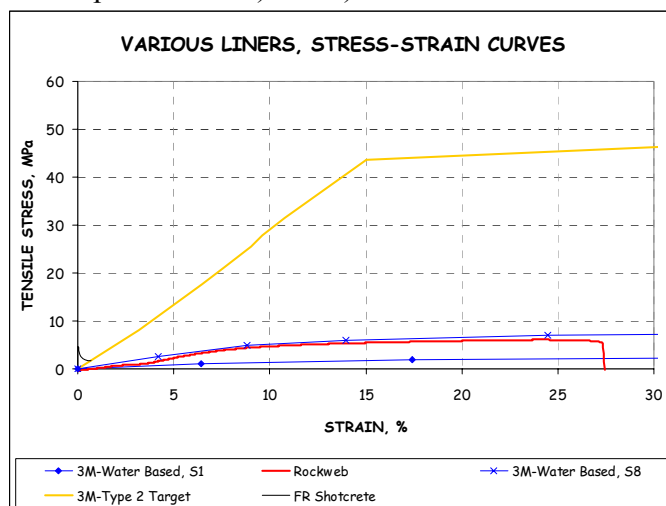


access purposes between the bolts a minimum of 1.5 hours from spray completion. Compared to shotcrete, Liner Type 1 is thinner (typically 3-6mm, compared to 50-75mm for shotcrete) and ideally achieves its ultimate, long-term performance characteristics, independent of humidity and temperature, within hours to a few days (unlike shotcrete which continues to cure and increase in strength/brittleness typically over a 28-day period according to an accelerated, time-dependent cement hydration process). It is important that the liner should be capable of resisting a reasonable level of blast damage from fly-rock as the face advances such that minimum rehab is necessary (say 5% by volume). A further capability, for added value in specialized applications, would be that this liner acts as a sealant, preventing running water from entering the excavation.

**Liner, Type 2:** In order to mobilize the full deformation-tensile strength capacity of this liner and deliver significantly superior performance to fiber-reinforced shotcrete or welded mesh under rockbursting or squeezing ground conditions, three conditions must be met:

- The liner must be **detached** but in the **closest possible proximity** to the rough, undulating rock surface prior to the rock failing;
- The liner/bolt system must be **compatible** in terms of stiffness and connectivity such that rock surface deformations due to bulking, etc acting normal to the excavation surface of up to  $\sim 0.25^7$ m are sustainable;
- The liner/bolt system must be capable of sustaining deformation rates of up to 10m/s without limiting its capacity to function;
- The liner should be capable of carrying a *static* baggage load of between 1250 to 3600kgf, associated with bolt spacings of between 1.0m to 1.4m respectively<sup>8</sup>.

The importance of a) and b) above relate to the fact that the energy associated with a rock



bursting condition will tend to overwhelm any support system when i) rock spalling momentum is allowed to build due to poor initial surface confinement (which is the case typically with mesh) and ii) when energy losses associated with (failing) rock-on-rock friction are not mobilized to the fullest extent possible within the rock mass itself. Condition c) obviously only applies to rockbursting conditions.

**Figure 8** Stress-strain data obtained from “Dog Bone” type tensile laboratory tests; the tough, high strength curve is a target characteristic for a Type 2 polymer liner that has not at this time been fully realized. The fiber-reinforced shotcrete data is taken from Noghabi (1998).

<sup>7</sup> Depending upon bolt spacing this implies liner tensile strains in the range of 6-12%

<sup>8</sup> These are derived from the theoretical size limits of loose that can form between anchored patterned bolts.

## EXPERIMENTAL RESEARCH

Over the past forty or so years of researching, developing and evaluating ground support for burst-prone conditions in mines, a variety of experimental “dynamic” tests have been devised on various scales with the intention of judging their suitability/efficacy. A state-of-the-art assessment of these tests, including those involving blast simulations, was recently conducted on behalf of the Canadian Deep Mining Research Consortium (DMRC) by Hadjigeorgiou and Potvin (2005). Table 2 summarizes their findings with respect to the capability and status of the various rigs that have been built. In essence all of these tests suffer the same crucial limitation: they only test one or at best two components of the real fully-coupled rock-bolt-liner system and never with a shear component present.

Interestingly, at or around the time that such tests were first being considered, efforts were also being made by others to develop servo-controlled stiff testing machines for laboratory research purposes that would prevent or minimize the uncontrolled transfer of

Rig #	Common Name	Type	Sponsor	Ownership	Location	Status
1	Terratek	Uses hydraulic system	MiningTek	MiningTek	MiningTek, Johannesburg, South Africa	Operational
2	SRK Drop weight test facility	Impact	SIMRAC	MiningTek	MiningTek, Johannesburg, South Africa	Can be made operational on a week's notice
3	SIMRAC Dynamic Stope Test Facility	Impact	SIMRAC	SIMRAC	Savuka Mine (AngloGold West Wits Operations Satellite training centre), South Africa	Operational. Managed by SRK on behalf of SIMRAC
4	GRC-Laurentian	Impact	NSERC	Laurentian	Laurentian University, Sudbury, Canada	Operational?
5	GRC-Creighton	Impact	Canadian Rockburst Research Project	N/A	Inco Creighton Mine, Sudbury, Canada	Dismantled
6	NTC	Impact	NTC	CANMET	MRL, Ottawa, Canada	Operational
7	WASM	Momentum Transfer	Sponsors	WASM	Western Australian School of Mines, Kalgoorlie, Western Australia	Operational. Stage 2 under development for the next 3 years
8	Wedge-Block Loading Device	Impact	SRK/Duraset	SRK/Duraset	Duraset Site, near Johannesburg, South Africa	Operational
9	MIRARCO	Impact		MIRARCO	Laurentian University, Sudbury, Canada	Operational

**Table 2** *Dynamic Test Rigs used by various international research/consulting institutions to evaluate the capacity and effectiveness of ground support elements under bursting conditions (Hadjigeorgiou & Potvin, 2005).*

What in fact is needed is not more static/dynamic rock or support element property testing, such as Tensile, Compressive, Fracture Toughness, Round Determinant Panel, etc or more impact/momentum transfer/blast simulation initiatives, but well-designed *qualitative* experiments, laboratory or underground, that accommodate as many of the salient ingredients of the problem as is possible. In addition much greater effort needs to

strain energy from the loading machine during failure of a brittle rock sample. While this sounds like a noble cause, the fact is that in order to understand how ground support should be designed to better manage mine rockburst conditions, the contribution that a soft loading system makes cannot be ignored or avoided: mine rock bursts occur simply as a result of little or no servo-control.

be applied to devising some means of monitoring the temporal, *interactive* response of the various elements of a mine's ground support system such that when/wherever a rockburst occurs a comprehensive back-analysis – utilizing not only seismic but also stress and deformation field data - would be possible. As it is, most rockburst occurrences that do occur in mines are poorly documented, particularly with respect to characterizing the degree of rock damage – fragmentation distribution of the ejected muck pile, down-grading of the surrounding rock mass quality – as well as establishing the remaining capacity of the surviving support adjacent to the failure.

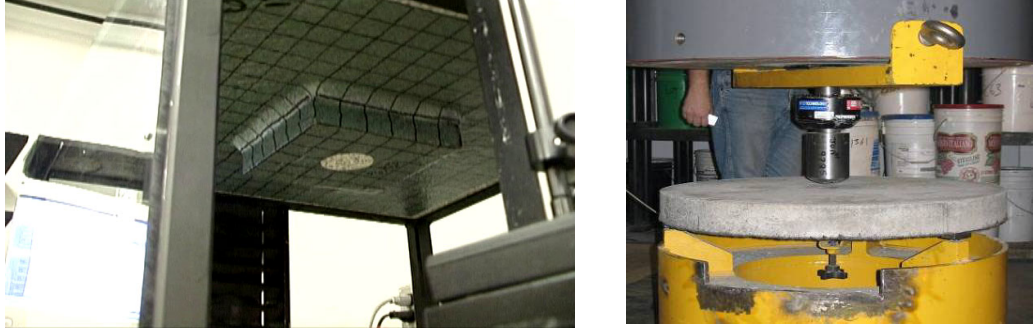
### **Examples of Semi-Quantitative Experiments**

During the course of Xstrata Nickel's 10 year collaboration with 3M in developing an effective, tough polymeric mining liner for reinforcing and holding ground undergoing large deformations, a number of non-standard experimental tests have been devised. Each experiment is seen as a means of relating some desired property or functionality of the liner to a recognizable capacity. The functionality of the support system as the rock fails and dilates (slowly or violently) is to provide initial confinement but to ultimately yield while *actively* holding the failed rock fragments to provide self-confinement to the overstressed and intact rock beneath. For this to happen the bolts and liner must a) be physically connected and b) compatible in yield characteristics as noted in the previous section.

- *Rock-on-Rock Test*: In this test devised by Xstrata Nickel and 3M Canada, see Figure 9, the liner functionality is adhesion loss and tear-resistance under tension, from which loose holding capacity between bolts may be derived. As noted above, without adhesion loss from the rock surface the tough, deformable liner properties cannot be mobilized, resulting in premature liner failure wherever the rock is failing and dilating. The tests comprises two square rock plates the larger of which has a central hole through which a loading platen passes and loads the smaller plate, the two being constrained only by the liner. During the test the load and deformation of the smaller plate is observed, together with the angle that the peeling liner makes with the plan of the larger plate. Obviously the practical analogy sought with this test is the liner's capacity to ultimately hold a limiting amount of loose between the bolt pattern, typically on the order of 1000kgf.
- *Round Determinant Panel Test*: This ASTM test has been chosen for its association with shotcrete and its role in defining, albeit in relative terms, the contribution that fiber-reinforcement makes to the toughness of shotcrete. Generally with TSLs the ASTM 'Dog-Bone' test is used to obtain a measure of toughness but in either case it is a relative measure that is being obtained since both liner types are un-coupled from the rock substrate and unless it is possible to mobilize any toughness capacity in practice, the test is nothing but academic.

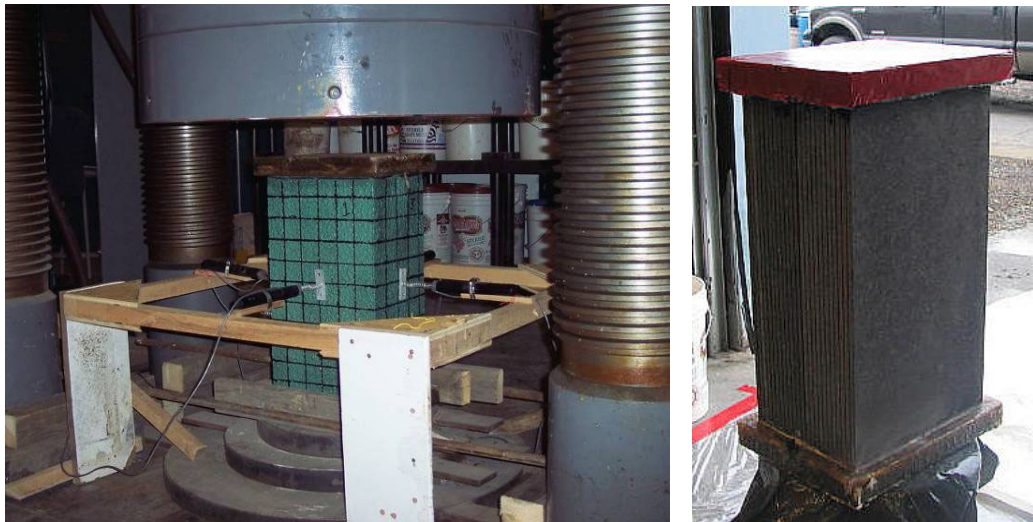
The panel material used in this test is a standard dry shotcrete mix as used in Xstrata mines, with and without fiber-reinforcement, together with a thin liner application to the test specimen's tensile surface, see Figure 9. In order to

compare the resulting load-deformation data the liner is removed from the surface area where the three platens support the test sample, but otherwise the test is conducted according to ASTM guidelines.



**Figure 9** *The Rock-on-Rock Test developed by 3M (Left) and the modified ASTM Round Determinant Panel Test with liner applied to the lower tensile surface (Right) that have been used semi-quantitatively to evaluate thin liner performance with and without failure of the substrate respectively.*

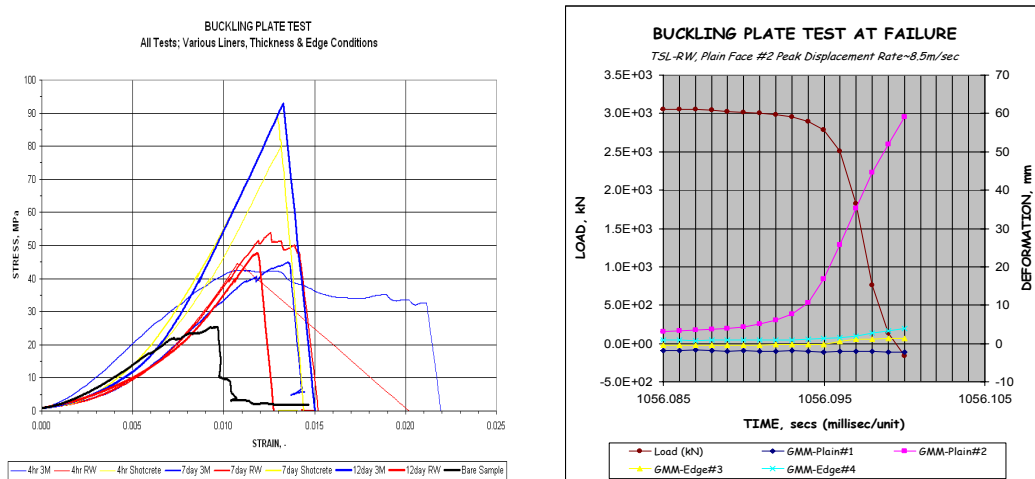
- ***Buckling Plate Test:*** This test was devised by Xstrata Nickel (Swan & Pritchard, 2006; Lachapelle, 2007) as a strictly qualitative method to observe the effects of a complex, but repeatable, dynamic rock failure process on various scaled rock support elements – bolts and liners - under laboratory conditions. The unstable nature of the failure process with this test is conditioned by a) an extremely soft loading machine with a capacity of 10MN, b) uniform, brittle granite floor tiles with a slenderness ratio of 60:1, and c) a stacked, multiple plate configuration with clamped ends that ensures a buckling, “domino-effect” driven failure process, see Figure 10.



**Figure 10** *Buckling Plate Test set-up with a polymeric liner applied (Left) and prepared sample of 23 x 1ft x 2ft x 3/8-inch stacked Granite floor tiles with epoxy fiber-reinforced end caps (Right). The 10MN loading machine is a “soft” class machine with minimal servo-control capability, meaning that it well represents a mine loading system.*



**Figure 11** Post-test appearance of failed sample given 3 different liners: Fibre-Reinforced Shotcrete (Left), 3M TSL-Version 1 (Centre) and Rockweb (Right). The stiff, brittle shotcrete demonstrated minimal capacity to manage the sample's violent post-failure response, while the thin, deformable 3M liner, though tearing locally, demonstrated the superior capacity of the 3 tested.

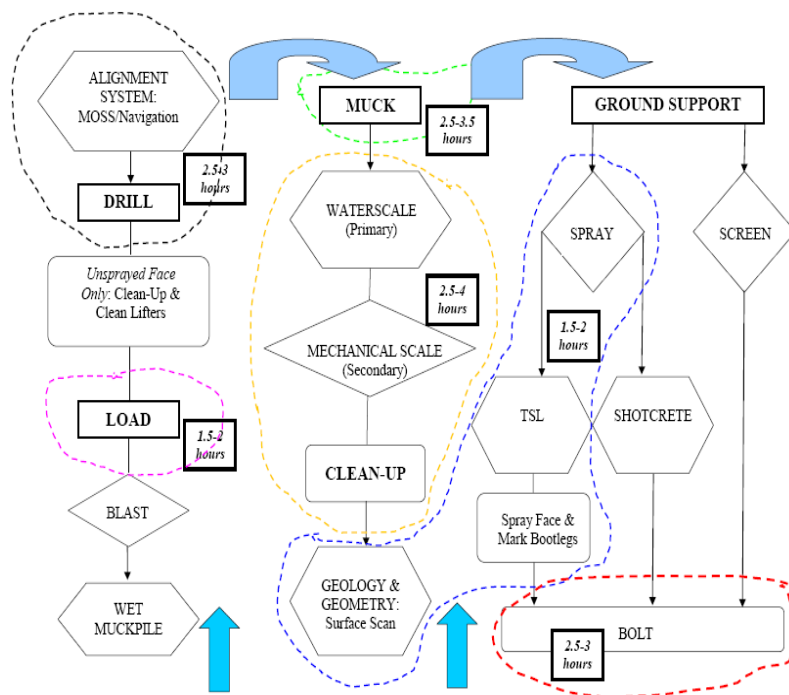


**Figure 12** Selected results from the Buckling Plate Test showing the tendency of the liner support type to both increase the peak failure load of the pillar as well as to promote some degree of post-peak failure control (Left). The outer plate ejection velocity at failure was observed using simple LVDT devices (as opposed to a high-speed camera) and the results showed instantaneous values in the range of 8-15m/sec were obtained (Right).

## FULLY REMOTE, MECHANIZED EQUIPMENT

Whether or not a ground support system proves to be effective under rock-bursting conditions, under current Canadian mechanized operating practices crews on occasion still remain critically exposed to the possibility of near- or at-face expulsions, particularly during the ground support (screen installation), drilling and charging cycles. There have been numerous cases of near-misses from such expulsions over the years in Canadian burst-prone mines and since such events do not have to be of large energy to inflict injury they will always occur at a relatively high frequency. For this reason unsupported faces prior to drilling and charging is considered a high if not unacceptable risk with deep, brittle rock mining conditions and one that needs to be mitigated.





As part of Xstrata Nickel's commitment to the MIGS<sup>9</sup> Consortium it recently agreed to consider possible future equipment function combinations that could address the above safety concerns while potentially gaining on development cycle time. The relative value of each of the options identified will be evaluated using Xstrata's customized High Speed Development and Full Mine Simulation AutoMod models.

**Figure 13** Development cycle tasks and sub-tasks, from Face Drilling through to Ground Support, with individual equipment units identified – by function and task time – that could theoretically at least, offer the safest and fastest advance rates for deep mining conditions.

A mechanized option of particular interest, on paper at least, is depicted in Figure 13. The strategy with this option is to a) minimize unplanned deviations to the cycle time of each sub-task by using robust, quality control/automated systems during the drilling, charging, scaling and ground support cycles, and b) routinely apply liner to the blasted/scaled face to protect workers/equipment while drilling/charging, as well as to eliminate clean-up before charging. With this particular option the required combination equipment packages would be a vehicle capable of performing the Scaling/Clean-up operation as well as a Surface Scanner/Robot Sprayer. The formal cycle steps for this option have been identified as follows:

- **100% Remote Equipment Cycle Steps:**

- 1 Jumbo – 2 vs 3 Boom, with Full Navigation (No Clean-Up/Mark-Up Delays, etc)
- 2 Loader/Charging Unit - with SSE/String Loading (No Clean-Up Delays, 1 Explosive Type)
- 3 8/10 yd LHD/Muck – some Back Scaling possible, as required
- 4 Waterscaler/Mechanical Pick/Clean-Up Vehicle (Clean-up includes at Face down to Floor)
- 5 Surface-Round Scanner/TSL Spray Robot (Spray Face, Back & Walls; Mark Bootlegs)
- 6 Mechanized Rock Bolter - 1 vs 2 Boom, with Resin Injection for Face, Back & Walls to Floor

<sup>9</sup> Mining Initiative Ground Support systems and equipment – a Swedish-based consortium of international mining companies and equipment/material suppliers.

Given the possibility of using TSLs instead of shotcrete, this option is seen as operating independently of any external material supply source of significance, as well as being computerized to a high degree to achieve coverage and a patterned application if required. The surface scanning function will utilize HALCON's machine vision methods<sup>10</sup> to obtain both the detailed surface geometry necessary for spray robot control as well as all necessary geological information within the round. For reference, the Base Case to compare this option to is one commonly found in Canadian mines:

- ***Base Case Equipment Cycle Steps:***

- 1 2 Boom Jumbo, without Navigation
- 2/5 8/10 yd LHD/Clean-Up & Muck – some Back Scaling possible, as required
- 3 Backhoe for Cleaning Lifters after Drilling
- 4 Scissor Truck for Loading/Charging
- 6 MacLean Bolter, Bolts & Screen & Cleaning Bootlegs
- 7 Personnel Vehicle with Boom Basket for Mark-Up

The results from a detailed underground test site evaluation of 3M's Type 1 TSL, together with the necessary machine scanning and spray robot technology, is expected to be completed by mid-2009. Ultimately it is hoped to develop the Type 2 TSL capability and test the Remote Equipment development cycle in a drift under sustained, high stress conditions.

## **CONCLUSIONS**

It is apparent that much innovative research and development work still remains to be done before the enabling ground support systems and remote mobile mining equipment solutions are developed to assure the significant mitigation of risk – safety, equipment or production loss – associated with deep mining. It is equally evident that a multi-disciplinary approach – involving material scientists, industrial, mechanical and mining/rock mechanics engineers – is required to solve the unique set of ground support/equipment problem areas peculiar to deep mining. The challenge is also one that should recognize the prospect of finding solutions that mitigate one set of risks on the one hand only to introduce of a new set of risks on the other.

In the interests of making technical progress in our understanding of viable ways to mitigate the risk of support failures, the author believes that more work needs to be done, specifically in the following areas to develop:

1. Easily deployable, remote read, monitoring devices of ground support elements in areas of high crew and equipment exposure, as a necessary complement to existing microseismic monitoring systems;
2. More thorough, standardized forensic procedures for investigating and documenting rockburst failures in mines;

---

<sup>10</sup> Developed by MVTec Software GmbH, Germany.

3. Laboratory-scale experiments, which while not necessarily quantifying a *single* property, may be very useful in evaluating the effectiveness of tough, deformable support materials/designs, suitably decoupled from the rock, and subjected to mixed rock failure modes and large post-failure deformations.

## ACKNOWLEDGEMENTS

Much of the material presented above is due in no small measure to the concerted efforts of the following people and organizations: Dawson Proudfoot, Scott Carlisle, Brad Simser, Greg Maybee, Chris Pritchard, Lester Kneen, Peter Rutherford of Xstrata Nickel; Greg Doyle, Terry Rayner, Dave Livingstone, Dave Hastings of 3M Canada; Dale Rakochy of Sandvik; Kristie Tarr, Ian Bedard, Dan Fynn of CANMET-MRL, Sudbury Laboratory; Richard Brummer, Chris O'Connor, Patrick Andrieux, Richard Larocque of Itasca Consulting Canada Inc., Göran Bäckblom of the Nordic Rock Tech Centre AB (RTC), Sweden.

## REFERENCES

- Andrieux, P., Turichshev, A., O'Connor, C.P., and Brummer, R.K. 2005. *Dynamic Testing with Explosive Charges of Rockburst-Resistant Ground Support Systems at Fraser Mine*. Report submitted to Falconbridge Limited, pp.129, September 2005.
- Blake, W., Board, M., Brummer, R.K., Carlisle, S. and Hadjigeorgiou, J. 2006. *Spray-on Liner Geomechanical Peer Review Panel Report*. Report submitted to Falconbridge Limited, pp.13, March 2006.
- Blake, W., Board, M., Brummer, R.K., Carlisle, S., and Hadjigeorgiou, J. 2008. *TSL Peer Review Meeting Recommendations*. Notes submitted to Xstrata Nickel, pp.30, May 2008.
- Carlisle, S. 2002. *TL Mine 11-3 Pillar Burst, October 23/2002*. Internal Falconbridge Memo, October 2002.
- Hadjigeorgiou, J. 2005. *Fraser Mine Spray-on Liner Project: 20 Round Trial Performance Audit*. Report submitted to Falconbridge Limited, pp.43, June 2005.
- Hadjigeorgiou, J. and Potvin . Y. 2005. *Critical Review of Dynamic Testing of Support Systems (1995-2005)*. Report submitted to the Canadian Deep Mining Research Consortium/CAMIRO, pp. 63, October 2005.
- Lachapelle, E.D. 2007. *Development of a New Laboratory Test for Assessing Rockburst Support*. Degree Thesis, Laurentian University, pp.56, May 2007.
- Li, C. 2008. *D-Bolt: Deformable Bolt for Rock Reinforcement*. Technology Transfer Flyer, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway.



Mamidi, N.R., O'Connor, C.P. and Brummer, R.K. 2006. *Modelling of the 3M "Rock-On-Rock" Test*. Report submitted to Xstrata Nickel, pp.25, October 2006.

Noghabi, K. 1998. *Effect of Tension Softening on the Performance of Concrete Structures*. Doctoral Thesis, Division Structural Engineering, Luleå University Technology.

Ringwald, J.P. and Brawner, C.O. 1989. *Reinforcing Concrete Model Pillars with Grouted Rock Bolts*.

Stacey, T.R. and Ortlepp, W.D. 2000. *The Capacities of Various Types of Wire Mesh under Dynamic Loading*. Proc. Conf. Surface Support Liners. Australian Centre for Geomechanics, Perth; Eds: Potvin, Stacey & Hadjigeorgiou, p. 10.

Stille, H. 1992. *Rock Support in Theory and Practice*. Proc. Int. Symposium Rock Support, Ed. Kaiser & McCreath, Sudbury, pp. 421-438.

Stjern, G. 1995. *Practical Performance of Rock Bolts*. Doctoral Thesis, Institutt for Geologi og Bergteknikk, Norges Tekniske Høgskole, University of Trondheim, Norway, June 1995.

Simser, B. 2007. *Report on the Enquiry into the Craig Mine 51-2 P17 Rockburst Incident, June 22 2007*. Internal Xstrata Nickel Report, p.34, August 2007.

Swan, G. and Pritchard, C. 2006. *3M Liner: Complex Buckling Laboratory-Based Deformation Test*. Internal Falconbridge Limited Memo, pp.16, February 2006.

Swan, G., Carlisle, S., Maybee, G., Pritchard, C., Sampson-Forsythe, A., Simser, D., and Counter, D. 2007. *Ground Support Systems for High Stress Conditions – Theory versus Experience*. Proc. Conf. Challenges in Deep and High Stress Mining. Australian Centre for Geomechanics, Perth; Eds: Potvin, Stacey & Hadjigeorgiou, pp. 341-348.

# FRAMTAGANDE AV TYPFÖRSTÄRKNINGAR FÖR CITYBANAN

## Design of standard reinforcement classes for a new commuter train tunnel in Stockholm

*Ulf Lindfors, Vattenfall Power Consultant AB*

*Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult AB*

*Marie von Matérn, WSP*

### SAMMANFATTNING

För närvarande projekteras Citybanan i Stockholm och huvuddelen planeras att förstärkas med konventionella förstärkningselement (bultar och sprutbetong). Typförstärkningar avser att utgöra tillräcklig förstärkning för majoriteten av tunnelarna. Baserat på en identifiering av deformations- och brottmekanismer för olika bergtyper (A till D) och spännviddsklasser (1 till 4) valdes ett antal olika analysmetoder som applicerades för respektive designsituation. Preliminära analyser utfördes med hjälp av empiriska, analytiska och numeriska metoder utan förstärkningselement installerade i modellerna. Genom att väga samman resultaten från de olika analysmetoderna med en ingenjörsmässig bedömning togs preliminära typförstärkningar fram. Avslutningsvis utfördes numeriska modellanalyser med installerad preliminär typförstärkning för att undersöka förstärkningens funktion för speciellt utvalda kombinationer av bergtyper och spännviddsklasser. För alla analyser användes ett intervall av materialparametrar och initialspänningar för att ta hänsyn till osäkerheter och variationer i indata.

### SUMMARY

A new commuter train tunnel under Stockholm City, is currently being designed and the main portion of the tunnel is planned to be constructed as an unlined rock tunnel. The standard rock reinforcement is intended to provide stability for the majority of the tunnels. Based on identified failure modes for different rock types (A through D) and tunnel widths (1 through 4), a number of analyses methods were chosen and applied. Preliminary analyses were carried out by means of empirical, analytical, and numerical methods without reinforcement installed in the models. Summarizing and evaluating the results from all the preliminary analyses and using engineering judgment, a preliminary standard reinforcement scheme was proposed. Finally, additional numerical analyses including reinforcement were carried out, for specific combinations of rock classes and tunnel widths. For all analyses, a range of material properties and in situ stress conditions were used, to account for variability and scatter in the input data.

## 1 INLEDNING

Citybanan som nu projekteras är planerad att bli en tvåspårig järnväg för pendeltågstrafik genom Stockholms stad, med start i norr vid Tomtebodavägen och med anslutning till befintlig järnväg vid Stockholm Södra, se Figur 1.



Figur 1 Foto med inlagd planerad sträckning av Citybanan under Stockholm stad.

*Aerial photo showing the planned alignment of the City Line under Stockholm City.*

Citybanan omfattar en 6 km lång dubbelspårstunnel med två underjordsstationer (Odenplan och City). För huvuddelen av tunneln planeras att bergförstärkning sker med konventionell bultning och betongsprutning. I denna artikel presenteras projekteringen av typförstärkningsklasser för alla nya bergtunnlar som ingår i Citybanan.

Typförstärkningen avser att utgöra tillräcklig förstärkning för majoriteten av alla tunnlar. För de tunnlar eller tunnelavsnitt där typförstärkning inte bedöms vara tillräcklig tas speciella bergförstärkningar fram från fall till fall. De tunnelavsnitt som ej innefattas av typförstärkningar är områden med lite bergtäckning över tunnelarna (mindre än halva spännvidden), områden med korsande tunnlar, sektioner med mycket låg bergkvalitet (bergtyp D), samt tunnlar med större spännvidd än 20 m för bergtyp A och B och 15 m för bergtyp C.

För Citybanan har berguttag för tunnlar och stationsutrymmen samt byggnation av betongtunnlar indelats i 5 stycken entreprenader: a) Odenplan/Vasa, inkluderande enkel- och dubbelspårstunnel, servicetunnel och underjordsstation, b) Norrmalm, inkluderande enkel- och dubbelspårstunnel och servicetunnel, c) Norrström, inkluderande en stor underjordsstation, enkel- och dubbelspårstunnel, servicetunnel och gångtunnlar, d) Söderström, inkluderande en sänktunnel i betong (ingår ej i dessa analyser), och slutligen e) Södermalm, inkluderande enkel- och dubbelspårstunnel och servicetunnel.

## **2 METODIK FÖR PROJEKTERING AV TYPFÖRSTÄRKNINGSKLASSER**

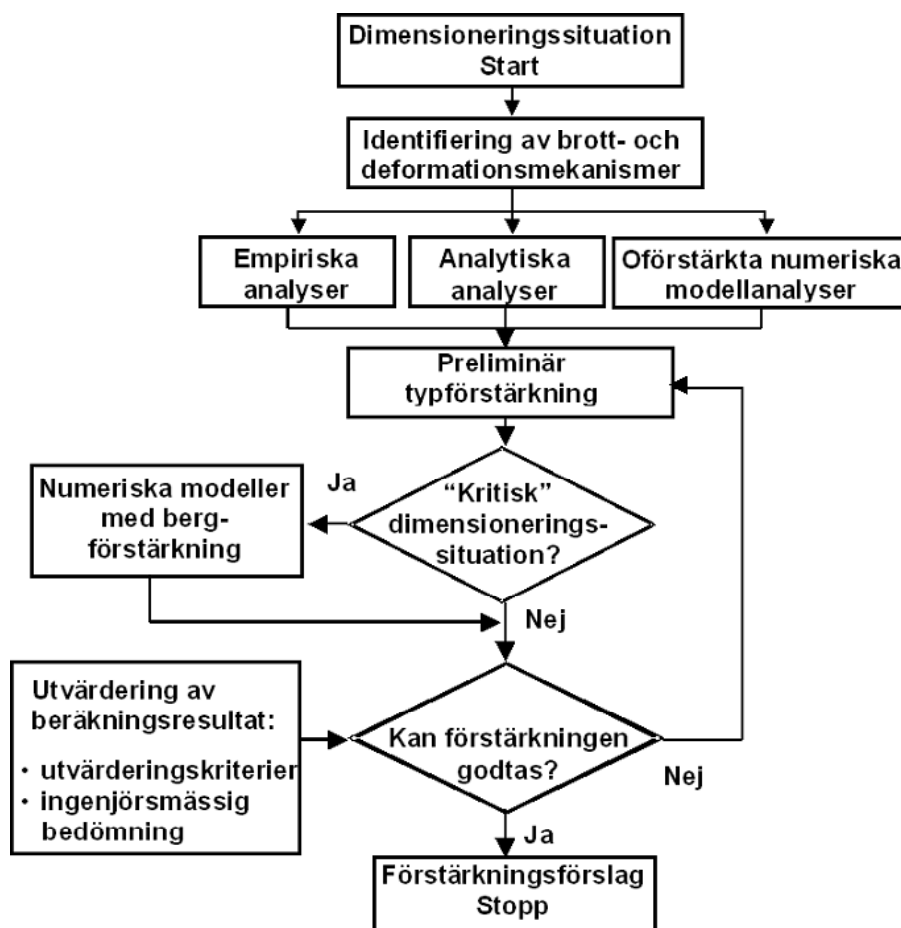
Projekteringen av typförstärkningar för Citybanan har följt en gemensamt utarbetad metodik, vilken till stor del är baserad på Banverkets projekteringsanvisningar. Metodiken finns beskriven i ett projektspecifikt riktlinjedokument för Citybanan (9564-13-025-003, ”Riktlinjer för dimensionering av bärande huvudsystem i bergtunnlar med avseende på bärförmåga”).

### **2.1 Generell metodik**

Följande steg har genomförts vid projekteringen av typförstärkningarna, se även Figur 2:

1. Identifiering av olika tunneltyper, dess dimensioner och form.
2. Indelning av tunnelarna i lämpliga spännviddsklasser.
3. Definition av bergets mekaniska egenskaper (intakt berg, sprickor och bergmassa) för olika bergtyper och strukturgeologiska domäner.
4. Definition av initialspänningar och andra relevanta laster.
5. Definition av förstärkningselementens egenskaper (enligt dimensioneringsunderlaget).

6. Identifiering av möjliga deformations- och brottmekanismer för olika bergtyper och spännviddsklasser samt identifiering av lämpliga analysmetoder.
7. Projektering av preliminära förstärkningsförslag för respektive bergtyp och spännviddsklass baserat på relevanta dimensioneringsmetoder för identifierade bergmekaniska förhållanden och möjliga deformations- och brottmekanismer, samt ingenjörsmässiga bedömningar.
8. Identifiering av preliminära förstärkningsförslag för vilka numeriska förstärkta analyser erfordras och för dessa utföra numeriska kontrollberäkningar (t.ex. vid stor spännvidd kombinerat med låg bergkvalitet).
9. Upprättande av förslag till typförstärkningsklasser för olika spännviddsklasser och bergtyper.



Figur 2 Metodik för projektering av typförstärkningsklasser.  
*Methodology for designing the standard reinforcement classes.*

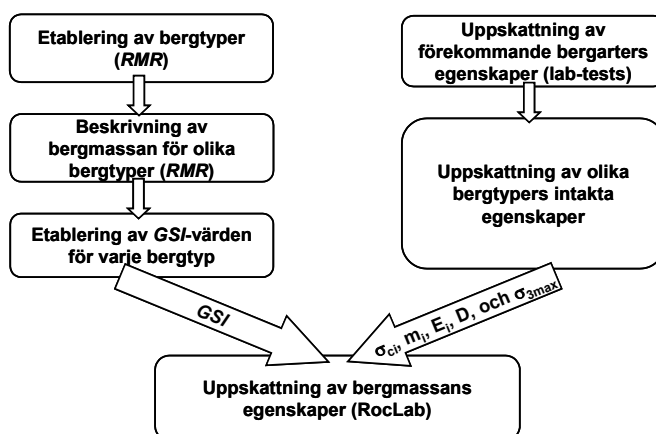
## 2.2 Bergtyper och indata till analyserna

En omfattande förstudie genomfördes inledningsvis för att karaktärisera bergmassan för varje enskild entreprenad längs den planerade sträckningen av Citybanan. Principerna för hur uppskattandet av bergmassans egenskaper genomfördes visas i Figur 3. Projektspecifika riktlinjer har använts för att säkerställa både kvalitet och homogenitet för de bergmekaniska data som levererats från de olika entreprenaderna. Bergmassan indelades i fyra bergtyper som vardera motsvarade ett *RMR*-intervall (Bienawski, 1989). Dessa bergtyper indelades dock med avseende på lokala bergförhållandena inom Stockholmsregionen. Bergtyperna och motsvarande *RMR*-intervall visas i Tabell 1. En generell beskrivning för varje enskild bergtyp togs fram och det intakta bergets egenskaper beskrevs med min-, typ- och max-värden för respektive bergtyp. Min-värden avser att representera 10-percentilen och max-värden 90-percentilen. Typ-värden avser att representerar det mest frekventa eller mest representativa värdet. Olika bergarters egenskaper uppskattades baserat på statistiska studier av laboratorieförsök på bergkärnor. Egenskaperna för varje bergtyp (intakt berg) uppskattades utifrån viktade indata från varje enskild bergarts procentuella förekomst inom varje bergtyp. Det intakta bergets egenskaper tillsammans med det fastställda *GSI*-värdet användes sedan i datorprogrammet *RocLab* (Rocscience, 2007) för att uppskatta bergmassans egenskaper för varje bergtyp.

Tabell 1: Uppskattade *RMR*-gränser för varje berg typ.

*Estimated RMR-range for each rock class.*

Bergtyp	<i>RMR</i> -gränser
A	70 - 100
B	50 - 69
C	30 - 49
D	$\leq 29$



Figur 3 Tillvägagångssätt för uppskattning av bergmassans egenskaper.  
*Principles for estimating the rock mass properties.*

## 2.3 Spännviddsklasser

Typförstärkningar har upprättats i form av olika förstärkningsklasser för olika bergtyper och tunnelgeometrier (tunneltyp/dimension). För bergtyperna A och B har typförstärkningar tagits fram upp till en spännvidd av 20 m, indelade i fyra tunnelbredder (spännviddsklasser). Dessa spännviddsklasser har betecknats 1 t.o.m. 4 motsvarande följande tunnelbredder: klass 1, < 6 m; klass 2, 6-9 m; klass 3, 9-15 m; och klass 4, 15-20 m.

För bergtyp C har typförstärkningsklasser upprättats upp till en spännvidd av 15 m, d.v.s. spännviddsklasserna 1 tom 3. För större spännviddsklasser i bergtyp C har inte typförstärkningar bedömts vara tillämpbara. För bergtyp D har inte typförstärkningar tagits fram utan för denna bergtyp tas speciella förstärkningar fram som dimensioneras från fall till fall. Typförstärkningar omfattar tunnlar ned till en minsta bergtäckning av halva spännvidden. Tvådimensionella och fullt dränerade förhållanden är också kriterier som måste vara uppfyllda för att typförstärkningar ska vara tillämpbara.

## 2.4 Identifiering av brott- och deformationsmekanismer

Projektering av de preliminära typförstärkningarna har utförts med ett flertal olika metoder (empiriska, analytiska och numeriska metoder) beroende på bedömda brott- och deformationsmekanismer.

Den huvudsakliga potentiella brottmekanismen för bergtyp A har bedömts vara blockutfall. Denna bedömning baserades på att bergmassan i denna bergtyp har en hög kvalitet och därmed höga hållfasthetsegenskaper för såväl intakt berg och bergmassa som sprickor. Med hänsyn till den relativt låga initialbelastningen (ytligt belägen tunnel och relativt låga spänningar), har det bedömts att det inte är troligt att de sekundära bergspänningarna som uppstår runt de olika tvärsnitten överskrider hållfastheten för bergmassan i bergtyp A. Störst problem orsakar troligast frånvaro av spänningar (i normalriktning) mot sprickplan, vilket ansågs kunna resultera i blockutfall eller glidning längs sprickplan.

För bergtyp B har de troligaste potentiella brottmekanismerna bedömts vara blockutfall och möjligtvis även plasticering i form av drag- och/eller skjuvbrott. De två sistnämnda mekanismerna har antagits ha lägre sannolikhet att inträffa än den förstnämnda brottmekanismen. Drag- och/eller skjuvbrott bedömdes kunna inträffa vid en kombination av höga sekundärspänningar och låga hållfasthetsvärden för bergtypen. Blockutfall har bedömts ske av samma orsak som för bergtyp A (se ovan), och har antagits vara den dominerande brottmekanismen då bergmassan ligger i den övre delen av bergkvalitetsintervallet för bergtyp B. I fall där bergtyp B representeras av en bergmassa med en bergkvalitet i den nedre delen av bergkvalitetsintervallet för bergtyp B har det bedömts att bergmassans hållfasthet kan överskridas nära tunnelranden med drag- och skjuvbrott som resultat. Det bör nämnas att drag- och skjuvbrott i denna typ av bergmassa (bergtyp B) sannolikt kommer att representeras av rörelser längs

sprickplan i form av glidning och separation. Eftersom bergtyp C representerar en bergmassa med relativt låg kvalitet och därmed även relativt låg hållfasthet har det bedömts att de dominerande brottmekanismerna utgörs av drag- och skjuvbrott i bergmassan. Blockutfall antas kunna ske även i bergtyp C men har antagits vara en underordnad brottmekanism i den största delen av bergkvalitetsintervallet för bergtypen.

## 2.5 Analyismetoder och analyser

Ett flertal olika analyismetoder har använts vid projektering av typförstärkningarna beroende på vilka brottmekanismer som bedömts vara aktuella för respektive dimensioneringssituation. *Q*-metoden (Barton, 2002; NGI, 2005) har dock använts oberoende av aktuella brottmekanismer. I Tabell 2 har de identifierade brottmekanismerna och valda analyismetoder sammanfattats. Med hjälp av *Q*-metoden togs en första uppskattning av förstärkningsbehovet fram. Analytiska metoder har använts för beräkning av erforderlig bultlängd och sprutbetongtjocklek för valda bultavstånd.

För de analytiska bultberäkningarna har det antagits att metoderna för valvbildande bultning och upphängning av löskärna är lämpliga där blockutfall eller drag respektive skjuvbrott har bedömts ske i bergmassan. Vid de analytiska beräkningarna för sprutbetong har först en kontroll gjorts gentemot vidhäftningsbrott för blockutfall mellan bultar, samt momentbrott i sprutbetongen där bergmassan utgör en lös massa mellan bultarna (drag eller skjuvbrott i bergmassan). Slutligen har det även skett kontroll mot genomstansning av sprutbetongen, både med avseende på genomstansning av bergblock genom sprutbetongen och med avseende på genomstansning av bultbricka.

Blockberäkningarna med datorprogrammet *Unwedge* (Rocscience, 2004) har utförts med hjälp av s.k. kombinationsanalys. I dessa beräkningar har det tagits hänsyn till alla möjliga kombinationer med avseende på de identifierade sprickgruppernas orienteringar längs en tunnelsträckning, liksom dessas spridning m.a.p. strykning och stupning. Dessa har legat till grund för att bedöma förstärkningsbehovet p.g.a. blockutfall.

Numeriska modellanalyser utan installerad bergförstärkning har utförts för att kontrollera brottformer och stabilitet i bergmassan, t.ex. om plasticering sker i bergmassan nära tunneln. De oförstärkta numeriska analyserna har endast utförts för de fall som bedömts utgöra ”kritiska” dimensioneringssituationer. Exempel på detta är då tunnarnas spännvidd är stor (t.ex. spännviddsklass 3) i kombination med låg bergkvalitet (bergtyp C). De oförstärkta numeriska analyserna har indikerat var och i vilken omfattning eventuella deformationer och brottformer uppstår potentiellt. Dessa numeriska analyser har genomförts med hjälp av det två-dimensionella finita different programmet *FLAC* (Itasca, 2005). För alla analyser användes ett intervall av materialparametrar och initialspänningar för att ta hänsyn till osäkerheter och variationer i indata.



Tabell 2: Identifierade brottmekanismer och valda analysmetoder.

*Identified failure mechanisms and chosen analysis methods.*

Brott-mekanism	Bergtyp	Dimensioneringsmetoder
Blockutfall	A, B	Empiriska analyser Analytiska bult- och sprutbetongberäkningar Semi-numeriska/analytiska blockanalyser
Drag- och skjuvbrott	B, C	Empiriska analyser Analytiska bult- och sprutbetongberäkningar Numeriska analyser för modeller utan installerad bergförstärkning Numeriska analyser för modeller med installerad bergförstärkning

Efter utförande av de numeriska beräkningarna utan bergförstärkning installerad i modellerna har resultaten från de olika analysmetoderna summerats, utvärderats och använts till att uppskatta lämplig preliminär typförstärkning för varje kombination av bergtyp och spännviddsklass. För de kombinationer av bergtyp och spännviddsklass som bedömts vara kritiska ("kritiska" dimensioneringssituationer) har de preliminära förstärkningsförslagen analyserats mer i detalj med hjälp av numeriska analyser med förstärkning installerad i modellerna. Detta har gjorts för att beräkningsmässigt verifiera typförstärkningens funktion. Resultaten från de förstärkta numeriska analyserna har utvärderats med avseende på stabilitet och inducerade laster i förstärkningselementen. Ingenjörsmässiga bedömningar och resultaten från alla analyserna har sedan resulterat i de föreslagna typförstärkningarna för de olika bergtyperna och för de olika tunneldimensionerna (spännviddsklasser) som finns representerade längs hela Citybanan.

### 3 VALDA TYPFÖRSTÄRKNINGAR

Vald bultförstärkning för Citybanan utgörs av fullt ingjuten kamstålsbult, B500 BT, med diametern  $\phi = 25$  mm. Bultar har valts i längder av 2,4; 3,0; 4,0 och 5,0 m. Bergförstärkande sprutbetong har valts att vara fiberarmerad med varierande tjocklek av 50, 75 och 100 mm. Dimensioneringen har förutsatt att sprutbetongens tryckhållfasthet uppfyller hållfasthetsklass C32/40 och att spänningen vid första sprickan är 4,0 MPa.

Sammanfattningsvis kan det nämnas att för bergtyp A är den valda typförstärkningen selektiv bultning och 50 mm sprutbetong i tak och anfang (1 m ned på väggarna) för spännviddsklasserna 1 till 3, vilket motsvarar minimiförstärkningen för typförstärkning. Förstärkningen i spännviddsklass 4 har utökats till systematisk bultning i tak och anfang med bultavstånd 2 m vid bergtyp A. Bultlängderna ökar med ökad spännviddsklass, vilket gäller vid alla bergtyper.

För bergtyp B är bultavståndet i tak och anfang (1 m ned på väggarna) systematiskt 1,7 m, vilket gäller i alla spännviddsklasser. I väggarna ökar bultförstärkningen från att vara

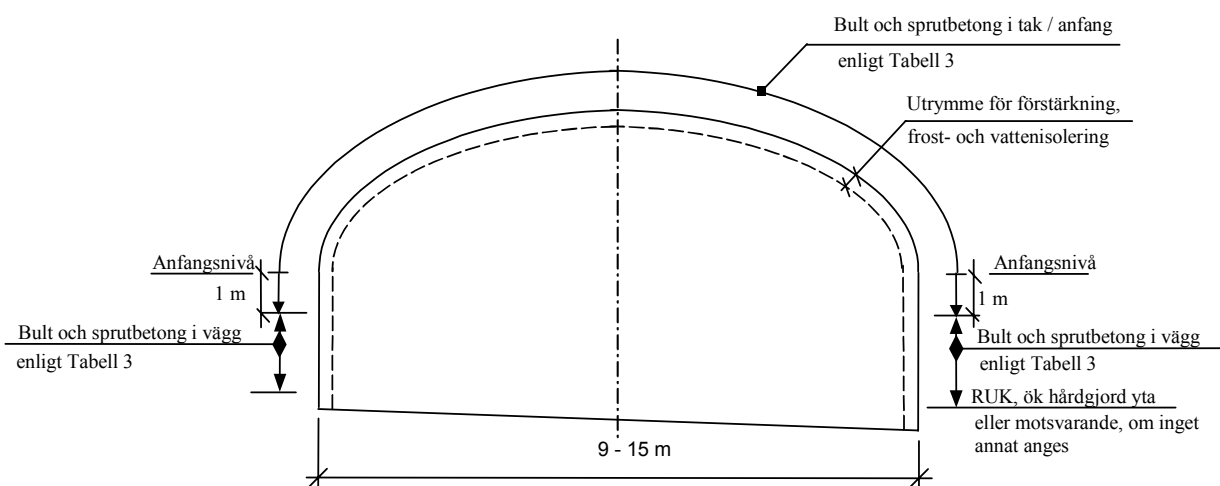
selektiv i spännviddsklasserna 1 och 2, till att vara systematisk med avstånd 1,7 m spännviddsklasserna 3 och 4. Sprutbetongförstärkningen varierar mellan 50 till 100 mm i tak och 0 till 50 mm i väggarna med ökad spännviddsklass. I bergtyp C gäller vid typförstärkning systematisk bultning med avståndet 1,5 m i tak, anfang och vägg för spännviddsklasserna 1 till 3. Sprutbetongförstärkningen varierar mellan 75 till 100 mm i tak och 50 till 75 mm i väggarna med ökad spännviddsklass. Maximal förstärkning som togs fram utifrån resultaten av utförda analyser samt ingenjörsmässiga bedömningar är 100 mm tjock fiberarmerad sprutbetong i tak och anfang (1 m ned på väggarna) och med 75 mm tjock sprutbetong på väggarna tillsammans med 4 m långa bultar med bultavstånd 1.5 m. Denna förstärkning gäller för bergtyp C i spännviddsklass 3 (9-15 m). Ett exempel på typförstärkningar för spännviddsklass 3 visas i Tabell 3. Fördelningen av förstärkningen runt tunnelprofilen visas i Figur 4.

Tabell 3: Typförstärkningsklasser för spännviddsklass 3 för bergtyperna A till C.

*Standard reinforcement classes for span class 3 for the rock classes A to C.*

Berg typ	Bergkvalitet	Bultar		Stålfiberarmerad sprutbetong		Vidhäftningskrav mellan sprutbetong och berg (MPa)*	Förstärkningsklass
		Bultavstånd (m)		Tjocklek (mm)			
		Tak / anfang	Väggar	Tak / anfang	Väggar		
A	$70 \leq \text{RMR} \leq 100$	Selektiv	Selektiv	50*	0	0,5	3A
B	$50 \leq \text{RMR} < 70$	1,7	1,7	75*	50	0,5	3B
C	$30 \leq \text{RMR} < 50$	1,5	1,5	100	75	0	3C

\* Krav på vidhäftning för att angiven tjocklek på sprutbetong ska få användas med angivet bultavstånd.



Figur 4 Typförstärkning för bergtyp C spännviddsklass 3 ( $9 < B \leq 15$  m).  
*Standard reinforcement for rock class C span class 3 ( $9 < B \leq 15$  m).*

## 4 SLUTORD

Genom att använda empiriska, analytiska och numeriska analyser tillsammans med ingenjörsmässiga bedömningar har typförstärkningar tagits fram för hela Citybanan. Det bedöms att den framtagna typförstärkningen är robust och lämplig för det relativt stora intervall av bergkvalitet som varje enskild bergtyp omfattar. Avsikten har varit att erhålla en lämplig nivå på bergförstärkningen inom varje kombination av bergtyp och spännviddsklass som klarar av de varierande bergmekaniska förhållandena inom varje bergtyp utan att för den skull överförstärka tunnlarna. Det förväntas dock att vissa justeringar kan vara nödvändiga på grund av lokala bergförhållanden. Dyliga modifieringar av typförstärkningen kan baseras på observationer under byggnationen av Citybanan.

## TACK

Författarna vill tacka Citybanan för tillåtelsen att publicera denna artikel. Ett tack riktas även till Jonny Sjöberg (Vattenfall Power Consultant AB) för hans värdefulla kommentarer på innehållet i denna artikel.

## REFERENSER

- Barton, N. 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **39**: 185-216.
- Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering rock mass classifications*. New York:Wiley.
- Itasca. 2005. *FLAC. Version 5.0*. Manual. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.
- NGI. 2005. *Q-metoden for bergklassificering og sikring*. (In Norwegian.) Available online, URL: <http://www.ngi.no/files/q-pdf>.
- Rocscience. 2004. *Unwedge. Version 3.0*. User's Guide. Toronto: Rocscience Inc.
- Rocscience. 2007. *RocLab. Version 1.031*. User's Guide. Toronto: Rocscience Inc.
- 9564-13-025-003. Citybanan i Stockholm - Riktlinjer för dimensionering av bärande huvudsystem i bergtunnlar med avseende på bärförmåga – Underlag för projektering av bygghandling. WSP, 2007-08-29.

# GRUNDVATTENKEMINS INTERAKTION MED BERGANLÄGGNINGAR

## Groundwater and hydrochemical interaction with underground structures

*Fredrik Mossmark, Chalmers tekniska högskola & Geo Innova AB*

*Lars O Ericsson, Chalmers tekniska högskola*

*Malin Norin, NCC*

*Lars-Olof Dahlström, NCC*

### Sammanfattning

Kunskap om den vattenkemiska miljöns påverkan på undermarksanläggningar är väsentlig för att på ett bättre sätt kunna bedöma förväntade underhållskostnader och för att optimera tunnlar bärande system. Vid planläggningen av tunnlar ges vattenkemi ofta litet utrymme. Undermarkskonstruktioner medför generellt en ökad grundvattenbildning och ett ökat grundvattenflöde under förutsättning att anläggningen har ett inläckage. Dessa flöden kan orsaka förändrade kemiska egenskaper hos grundvattnet i undermarksanläggningens närhet, delvis genom att vatten med andra egenskaper än det ursprungliga transporteras mot anläggningen. I en litteraturstudie som genomförts på uppdrag av SveBeFo framgår att en undermarksanläggning kan orsaka grundvattenkemiska förhållanden som är mer aggressiva mot konstruktionsmaterial än de som rådde innan konstruktionsfasen. De vattenkemiska förändringar som observerades i de undersökningar som omnämndes i litteraturstudien var främst stigande redoxpotential (mer oxiderad miljö), sulfatkoncentration, kloridhalt samt sjunkande pH och alkalinitet.

De svenska myndigheterna Banverket och Vägverket har fastställt kriterier för bedömning av vattenkemisk beständighetsinverkan på konstruktionsdelar. Kriterierna innefattar gränsvärden för när ett vatten betraktas som aggressivt och tar främst korrosion av stålmaterial i beaktning. Som regel görs bedömningen utifrån analys av prover som togs innan konstruktionsfasen. Myndigheternas bedömning tar ej hänsyn till att en undermarksanläggning kan orsaka ändrade vattenkemiska förhållanden, något som med tydlighet visades i litteraturstudien.

### Summary

The knowledge of hydrochemical impact on the durability of different construction materials in tunnels is imperative for the assessment of maintenance costs and optimization of reinforcement and waterproofing systems for tunnels. During the design phase of a tunnel, the importance of the chemical composition of groundwater is generally not considered. In Scandinavia very few groundwater samples have been collected in order to characterize groundwater chemistry with this purpose in mind. A literature review has been carried out with the objective to study the durability of the

different parts of an underground structure in relation to groundwater chemistry. This article summarizes some of the most important findings in the literature review.

Underground structures generally cause increased groundwater recharge, assuming that there are leakages. The increased groundwater recharge can for example cause new flow patterns for groundwater in rock. The flow can cause changes in hydrochemical properties of groundwater in the vicinity of the underground structure. This is partly caused by flow towards the underground structure of groundwater with a different composition than the original groundwater.

The Swedish authorities for Road and Rail administration have established criteria to assess the impact from the hydrochemical composition of groundwater to the durability of construction materials in underground structures. The criteria include threshold values for assessing whether the groundwater should be considered as aggressive. The criteria established by the authorities do not include the aspects of time based changes to hydrochemical composition. These changes are highlighted in this literature review.

### **Inledning**

En i samarbete med SveBeFo genomförd litteraturstudie (Mossmark m.fl., 2008b) behandlar undermarkskonstruktioners beständighet i relation till vattenkemisk miljö. Kunskap om den vattenkemiska miljöns påverkan på undermarksanläggningar är väsentlig för att på ett bättre sätt kunna bedöma förväntade underhållskostnader och för att optimera tunnlar bärande system. I litteraturstudien presenterades erfarenheter från genomförda tunnlar och grundvattenstudier i fält. Ett urval av kemiska ämnen behandlades, främst sådana som har en vedertagen påverkan på beständighet hos cement och stål. Föreliggande artikel sammanfattar de viktigaste slutsatserna i litteraturstudien.

De vattenkemiska förhållandena i djupt liggande grundvatten (mer än några tiotals meter) är ofta stabila eftersom omsättningstiderna är långa. Vattenkemin i berggrundvattnet får sin karaktär från de mineral som förekommer i berggrunden och som kan reagera med grundvattnet samt från processer som vattnet utsatts för under tidigare transport t.ex. under perkolation genom jordlagret.

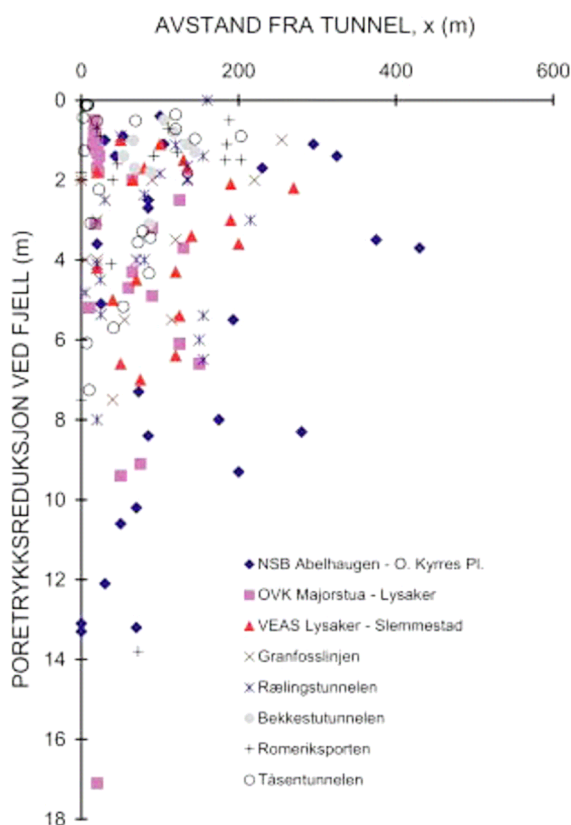
Under byggskedet och i de flesta fall även under drift förekommer läckage av grundvatten i tunnlar. Det läckage som skapas av en tunnel leder till ökad grundvattenbildning till berg och kan orsaka förändrade grundvattennivåer såväl i ytliga grundvattenmagasin som i berggrunden. Dessa förändringar kan i sin tur påverka hydrologiska och vattenkemiska förhållanden.

### **Hydrologiska förändringar av undermarksbyggande**

Berggrundvatten har ofta långa omsättningstider, från något år till tusentals år (Knutsson och Morfeldt, 2002). Vid tunnelbyggande sker läckage in i tunneln och ett ökat grundvattenflöde skapas. Under byggskedet av Äspölaboratoriet ökades

grundvattenbildningen femtio gånger medan grundvattnets uppehållstid minskade till en trettiondel jämfört med opåverkade förhållanden (Banwart, 1999). Ett spårämnesförsök genomfördes i samband med bygget av Romeriksporten längs Gardermobanen för att studera det vertikala flödet från den av grundvattensänkning påverkade tjärnen Nordre Puttjern (Pedersen, 1997). I försöket injicerades ett spårämne ytligt, kontrollmätningar genomfördes därefter i tunneln. Genomslag observerades i tunneln fem timmar efter injiceringen och de maximala koncentrationerna efter 25 timmar. Det vertikala avståndet från injiceringspunkten till tunneln var c:a 200 m (Pedersen, 1997).

Grundvattensänkningar i samband med tunnelbyggande har i historiskt perspektiv noterats vid ett stort antal tunnlar. Figur 1 visar hur stor portrycksreduktionen vid bergöverytan blev orsakat av åtta olika tunnlar i Osloområdet (Karlsrud, 2003). En grundvattennivåavsänknings storlek är beroende av grundvattnets randvillkor, berggrundens genomsläpplighet och för sprickakviferer även sprickkonnektivitet, se t.ex. Gustafson (2009). Olofsson (1991) betonar i likhet med Gustafson (2009) betydelsen av randvillkoren. Enligt Olofsson (1991) erhålls liten eller ingen avsänkning om t.ex. en sprickakvifer i kristallint berg står i kontakt med en betydligt större vattenreservoar, t.ex. ett vattendrag eller ett grussediment.

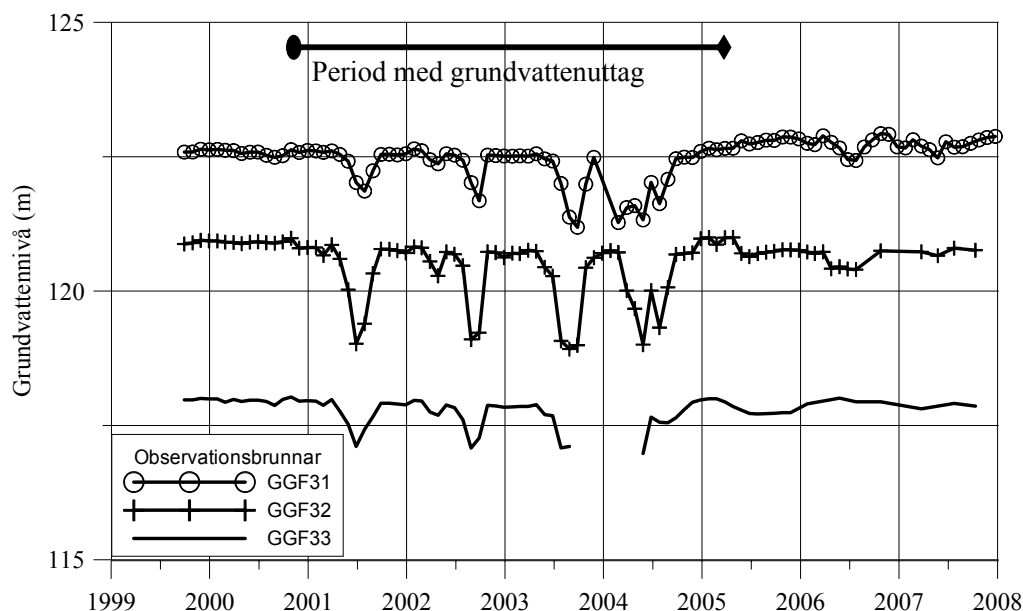


Figur 1. Portryckssänkning vid bergöverytan i närheten av åtta olika tunnlar i Osloområdet (Karlsrud m.fl., 2003).

Figure 1. Pore pressure decline in the soil adjacent to the bedrock in the vicinity of eight different tunnels in the Greater Oslo area (Karlsrud et al., 2003).

En avsänkning av nivåer i ytligt grundvatten och torrläggning av ytvattendrag har observerats som en följd av undermarksanläggningar, främst under byggskede. I samband med byggandet av Romeriksporten sänktes vattennivån i det ovan tunneln belägna Nordre Puttjern med över 5 m (Brettum och Løvik, 2005). En infiltrationsanläggning togs i bruk för att höja grundvattennivåerna (Kværner och Snilsberg, 2008).

Liknande hydrologiska förändringar som vid Romeriksporten har observerats vid ett försök vid Gårdsjön utanför Göteborg (Mossmark m.fl., 2007). Försöket innefattade ett grundvattenuttag från ett bergborrhål c:a 50 m under en våtmark belägen inom ett litet avrinningsområde (28000 m<sup>2</sup>). Uttaget pågick under fem år från år 2000 till år 2005. Uttaget medförde att ytavrinningen från området minskade med c:a 50 % och ökade säsongrelaterade nivåvariationer skapades i ytligt grundvatten i jämförelse med opåverkade förhållanden (Figur 2). Resultaten från området där försöken genomfördes jämfördes med ett intilliggande opåverkat referensområde



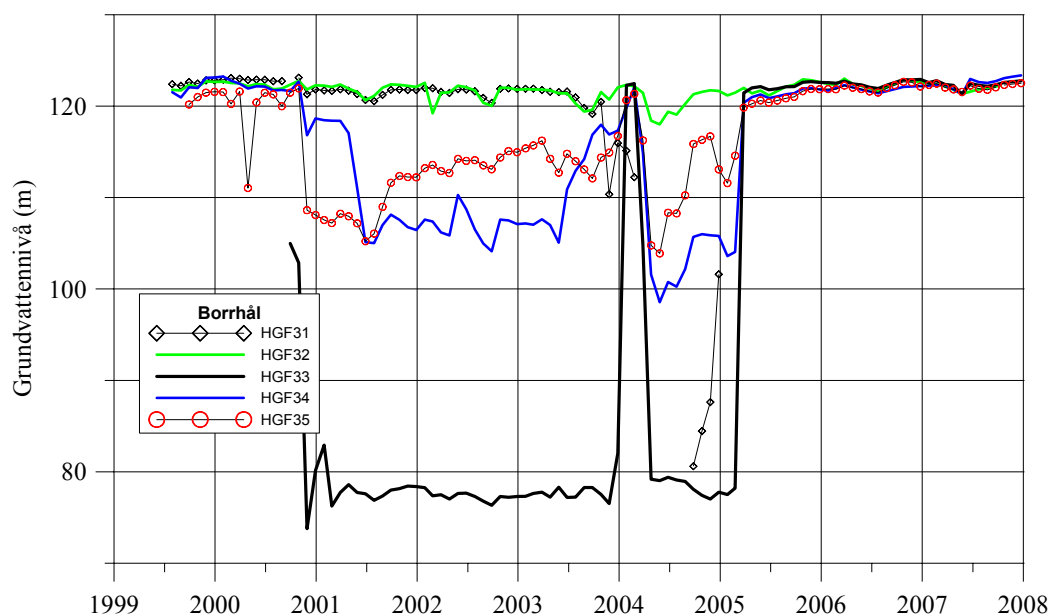
Figur 2. Grundvattennivåer i jordlagret i det område vid Gårdsjön där försök med uttag av berggrundvatten bedrevs under åren 2000-2005 (Mossmark m.fl., 2008a).

*Figure 2. Groundwater levels in the soil area which was affected by groundwater extraction from the bedrock, located at the Lake Gårdsjön. The extraction period: 2000 to 2005 (Mossmark et al., 2008a).*

Under perioden med grundvattenuttag avsänktes berggrundvattennivån, men följdes av en snabb återhämtning när pumpningen avslutades (Figur 3). Vid tunnelbyggande är inläckaget oftast som störst under konstruktionsfasen, tätningarbeten och naturliga tätningprocesser som fortgår under driftsfasen medför att tunneln gradvis blir tätare (Hem m.fl., 2003). De avsänkta grundvattennivåerna som uppmätts under byggskedet



återhämtar sig normalt gradvis. Vid Romeriksporten var läckaget till tunneln under byggskedet 100 l/min/100 m längs den 600 m långa tunnelsträcka som ligger under Nordre Puttjern (Karlsruud m.fl., 2003). Enligt Kværner och Snilsberg (2008) har Jernbaneverket (Myrabø och Færgestad, 2005) utfört mätningar som visar att inläckaget efter injekteringsarbetena färdigställts minskats till 25 l/min/100 m längs den aktuella sträckan.



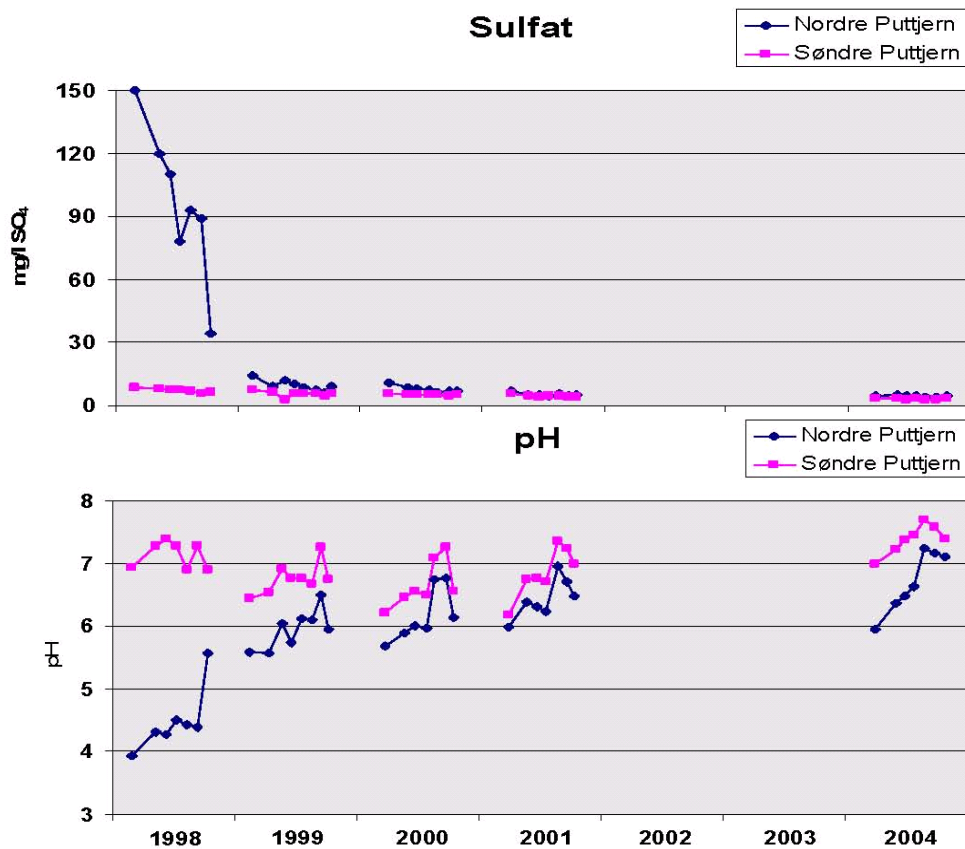
Figur 3. Nivåvariationer i berggrundvatten i det påverkade området vid försöket i Gårdsjön under perioden 1999-2007.

*Figure 3. Groundwater levels in the bedrock area which was affected by groundwater extraction, located at the Lake Gårdsjön. The extraction period: 2000 to 2005 (Mossmark et al., 2008a).*

### Hydrokemisk påverkan

Sänkningen av nivåer i ytligt grundvatten och i ytvatten under byggskedet av Romeriksporten medförde en oxidation av de tidigare anaeroba och sulfidhaltiga marklagren kring tjärnen. I de djupare delarna av tjärnen (7 m djup) steg sulfatkoncentrationerna till nästan 400 mg/l under år 1998. De lägsta pH som uppmättes i tjärnen var runt 3,3. Figur 4 visar analysresultat på samlingsprover som tagits på olika djupnivåer.

Som referens vid undersökningarna av Nordre Puttjern användes den intilliggande Søndre Puttjern som innan Romeriksportens byggskede hade vattenkemiska egenskaper som liknande dem i Nordre Puttjern. Ingen eller liten påverkan från Romeriksporten noterades i Søndre Puttjern. Under 1998 hade Søndre Puttjern neutrala pH (c:a 7,0) och sulfatkoncentrationer under 10 mg/l (Brettum och Løvik, 2005).



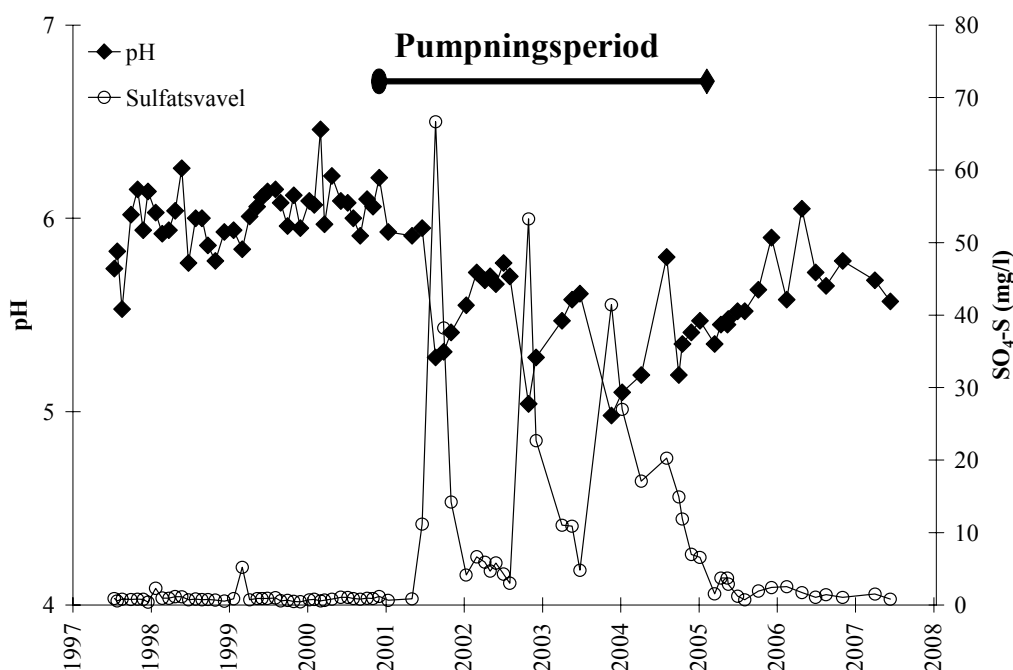
Figur 4. Koncentration av sulfat samt pH i sjöarna Nordre och Søndre Puttjern under bygg- och driftskede av Romeriksporten (Brettum och Løvik, 2005). Romeriksporten öppnades för tågtrafik i augusti 1999.

Figure 4. Sulfate and pH levels in both Lake Nordre Puttjern and Lake Søndre Puttjern during construction and operational phases of the Romeriksporten railroad tunnel (Brettum and Løvik, 2005). The tunnel became operational in August 1999.

De förändringar som observerades vid Gårdsjön liknar dem från Nordre Puttjern med svavel som oxiderades till sulfat och där pH sänktes i våtmarkens grundvatten och i ytvatten, se Figur 5. I experimentet vid Gårdsjön återhämtades grundvattennivåerna under våtsäsongen, medan de ökade avsänkningarna skedde under torrsäsongen. De högsta sulfatkoncentrationerna uppmättes då grundvattennivåerna återhämtade sig under höstarna.

Under somrarna år 2001, 2002 och 2003 uppmättes maximala sulfatkoncentrationer mellan 100 mg/l och 200 mg/l i experimentområdets våtmark. Under experimentperioden 2000 till 2005 sjönk pH gradvis i våtmarken med c:a 1 enhet. I ett intilliggande referensområdet uppmättes samtidigt maximala sulfatkoncentrationer under 20 mg/l och ett gradvis stigande pH (Mossmark m.fl., 2008a).

Vid försöken med grundvattenuttag vid Gårdsjön noterades gradvis ökande sulfathalter i berggrundvattnet, främst i samband med att de nämnda sulfattopparna ägde rum i ytligt grundvatten och ytvatten (Mossmark m.fl., 2007). Flera parametrar som spelar roll för konstruktionsmaterials beständighet ändrades också i Gårdsjöns berggrundvatten.



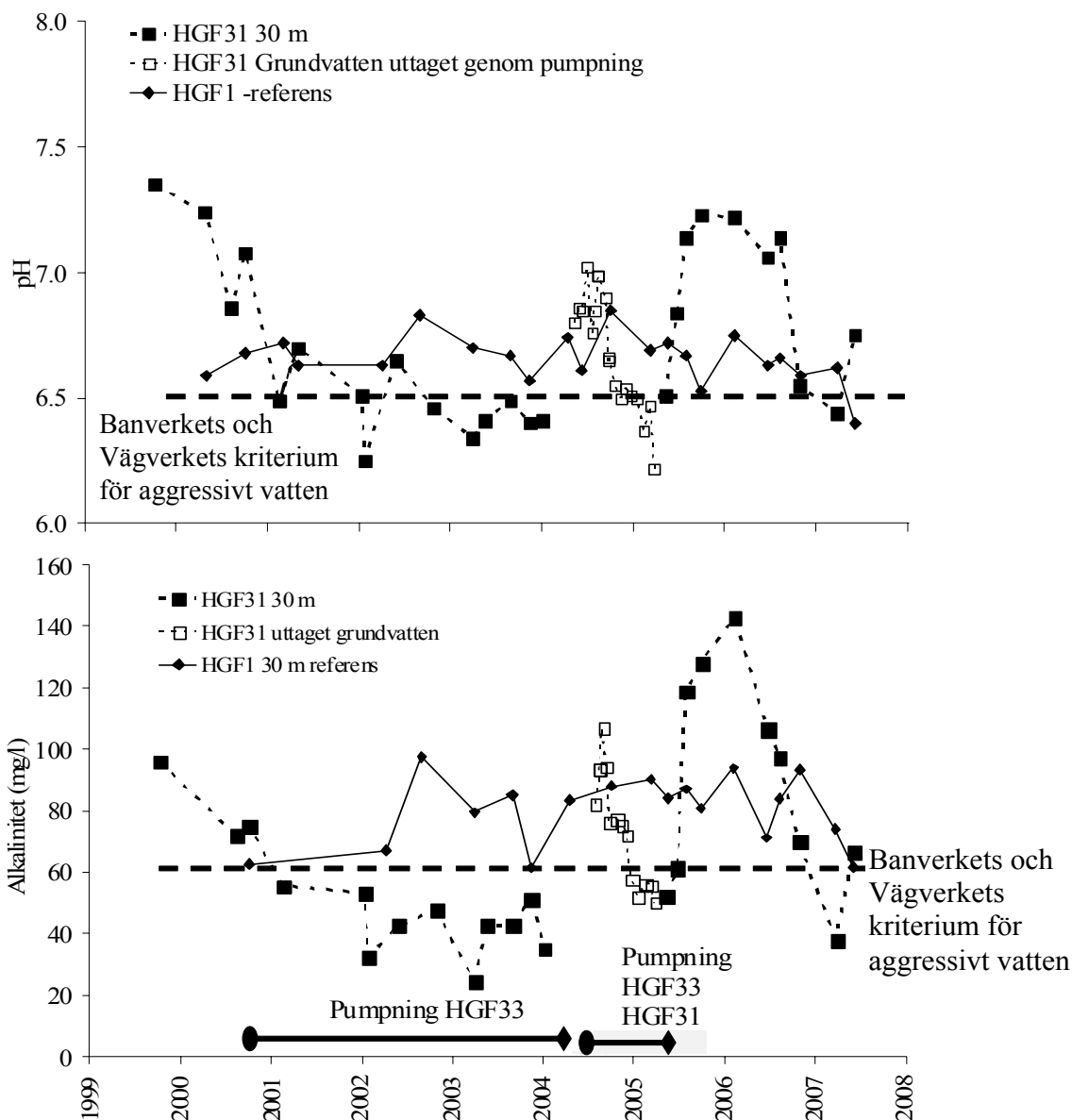
Figur 5. Sulfatsvavelkoncentrationer samt pH i en våtmark i det område vid Gårdsjön där försök med grundvattenuttag bedrevs under åren 2000-2005 (Mossmark m.fl., 2008a).

Figure 5. Sulfate-sulfur and pH levels in the soil groundwater which was affected by groundwater extraction from the bedrock, located at the Lake Gårdsjön. The extraction period: 2000 to 2005 (Mossmark et al., 2008a).

Vattnet blev mer oxiderat, pH och alkalinitet uppvisade även större tidsmässig variation och var periodvis betydligt lägre än i en intilliggande referens. I en jämförelse med de svenska myndigheternas, Banverkets och Vägverkets, riktlinjer för att bedöma om ett vatten är aggressivt mot konstruktionsmaterial och om följaktligen kompletterande skydd behövs framgår det att berggrundvattnet i Gårdsjön blev aggressivare än i referensbrunnen i ett intilliggande avrinningsområde (Figur 6).

För berggrundvattnet i Gårdsjön beräknades även korrosionsindexet Ryznars index (Ryznar, 1944). Genom grundvattenuttaget blev berggrundvattnet mer korrosivt än i intilliggande opåverkade referensgrundvatten (Mossmark m.fl., 2008b).

Även berggrundvattnet i Romeriksportens närhet påverkades. I dräneringsvattnet i tunneln uppmättes något förhöjda sulfathalter och humusförekomst som kunde hänföras till vertikal transport från ytligt grundvatten och ytvatten (Traaen och Berge, 1999).



Figur 6. pH och alkalinitet i berggrundvattnet i försöksområdet (HGF31) jämfört med referensområdet (HGF1) (Mossmark m.fl., 2008b). Mätresultaten jämfördes med myndigheternas kriterium för aggressivt vatten.

Figure 6. pH and alkalinity in the bedrock groundwater in the area affected by groundwater extraction (HGF31) compared to a control area (HGF1), located at the Lake Gårdsjön. The measured concentrations were compared to criteria for aggressive groundwater by the Swedish authorities (Mossmark et al., 2008b). The extraction period: 2000 to 2005

Vattenkemiska förändringar har observerats i fler anläggningar. I det 500 m djupa berglaboratoriet på Äspö utanför Oskarshamn ökade kloridhalterna i de djupare delarna genom saltuppträngning av relik grundvatten (Laaksoharju m.fl., 1999). Under

byggskedet av Tsukubatunneln i Japan uppmättes gradvis lägre pH i det inläckande vattnet. Genom isotopanalyser bestämdes att det inläckande vattnet efterhand utgjordes av allt större andel av nyinfiltrerat vatten (Shimada och Ishii, 1986).

### **Slutsatser**

Litteraturstudien påvisade att grundvattenkemiska förhållanden blir mer dynamiska av en undermarkskonstruktion än under opåverkade förhållanden. En bedömning av grundvattenkemisk beskaffenhet genom provtagning innan en anläggnings byggskede ger en osäker beskrivning av grundvattenkemin i tunnelns omedelbara närhet vid påverkade förhållanden. De av svenska myndigheter tillämpade metoderna för att bedöma grundvattenkemiska egenskaper vid undermarksanläggningar bedöms därför i nuläget som inte helt tillförlitliga.

I flera publicerade undersökningar har den ökade dynamiken i berggrundvattnet inneburit vattenkemiska egenskaper som är aggressivare mot stålmaterial än dem som rådde i opåverkat tillstånd.

### **Referenser**

Banwart, S A, Gustafsson, E, Laaksoharju, M, 1999. Hydrological and reactive processes during rapid recharge to fracture zones –The Äspö large scale redox experiment. *Appl geochem* 14, sid. 873-892.

Brettum, P, Løvik, J, 2005. Sluttrapport for vannkvalitetsovervåking i Puttjernene, Østmarka. Resultater for 2004 og sammenstilling av resultatene for perioden 1998-2004. NIVA-rapport OR-4955. Oslo.

Gustafson, G, under tryckning 2009. Geohydrologi. Formas-publikation.

Karlsrud, K, Erikstad, L, Snilsberg, P, 2003. Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø. Vegdirektoratet, publikation 103.

Knutsson, G, Morfeldt, C-O, 2002. Grundvatten, teori och tillämpning. Svensk byggtjänst, tredje utgåvan.

Kværner J, Snilsberg, P. 2008. The Romeriksporten railway tunnel — drainage effects on peatlands in the lake Northern Puttjern area. *Engineering Geology*, vol. 101, sid. 75–88.

Laaksoharju, M, Tullborg, E-L, Wikberg, P, Wallin, B, Smellie, J, 1999. Hydrogeochemical conditions and evolution at the Äspö HRL, Sweden. *Applied Geochemistry* 14, sid. 835-859.

Mossmark, F, Hultberg, H, Ericsson, L O, 2007. Effects of groundwater extraction from crystalline hard rock on water chemistry in an acid forested catchment at Gårdsjön, Sweden. *Applied geochemistry*, vol. 22, sid. 1157-1166.

Mossmark, F, Hultberg, H, Ericsson, L O, 2008. Effekter av återhämtning av en flerårig grundvattensänkning i kristallin berggrund. Slutrapport av fas 2 från fältstudier vid Gårdsjön av grundvattenbildning och vattenkvalitetsutveckling. IVL-rapport. Göteborg.

Mossmark, F, Norin, M, Dahlström, L-O, Ericsson, L O, 2009. Vattenkemins påverkan på undermarksanläggningar -en litteraturstudie. Svebefo-rapport K29. Stockolm.

Mossmark, F, Hultberg, H, Ericsson, L O, 2008. Effekter av återhämtning av en flerårig grundvattensänkning i kristallin berggrund. Slutrapport av fas 2 från fältstudier vid Gårdsjön av grundvattenbildning och vattenkvalitetsutveckling. IVL-rapport. Göteborg.

Myrabø, S., Færgestad, A., 2005. Miljøovervåking og tiltak i Østmarka 1998–2004. Jernbaneverket, Region Øst. Oslo.

Snilsberg, P., Kværner, J. 1999. Romeriksporten. Overvåking av grunnvann i fjell og løsmasser. Statusrapport pr. 30 juni 1999.. Jordforsk Rapport 48 (1999).

Olofsson, B, 1991. Impact on groundwater conditions by tunnelling –a state of the art report.

Pedersen, T, S, 1997. Tracer Test Northern Puttjern/Romeriksporten - Preliminary Report. Noregs vassdrags- og energidirektorat.

Ryznar, J W, 1944. A new index for determining amount of calcium carbonate scale formed by water. *Journal AWWA*, vol. 36, sid. 472-486.

Shimada, J, Ishii, T, 1986. The influence on water chemistry in chrystalline bedrock groundwater by the Tsukuba tunnel construction. In. Abt, S, Nelson, J, Shepherd, T, Wardwell, R, Van Zyl, D (Eds.). *Geotechnical and geohydrological aspects of waste management*. Pp. 467-476. Colorado State University, USA.

Snilsberg, P, 1998. Romeriksportens influensområde. Vurdering av naturfaglige og hydrologiske konsekvenser.. Jordforsk Rapport 83 (1998).

Traaen, T, Berge, D, 1999. Romeriksporten. Kjemiske stoffer i tunnelvannet - utover rester av tetningskjemikalier. NIVA-rapport OR-4099.

# FRÅN 12 TILL 0,2 M BERGTÄCKNING ÖVER ROSENLUNDSTUNNELN, SÖDERSJUKHUSET

## Excavation over the Rosenlundstunnel, Södersjukhuset, from 12 to 0.2 m rock cover

*Sjoerd Spijkerman, Skanska Teknik*  
*Björn Stille, Skanska Teknik*

### **Sammanfattning**

Skanska sprängde bort ca 38 000 kubikmeter berg på Södermalm i Stockholm mellan april och augusti 2008. Arbetsplatsen ligger intill Södersjukhuset (SÖS) mitt emot akutmottagningen. En halv miljon stockholmare har Södersjukhuset som sitt akutsjukhus och cirka 4 000 personer har sjukhuset som sin arbetsplats. Södersjukhuset är dessutom norra Europas största akutmottagning. Projektet var mycket komplicerat bland annat med hänsyn till den försörjningstunnel som ligger precis under schaktbotten och över 300 salvor behövdes för att kunna schakta ur massorna med ett minimalt antal vibrations övertramp. Schakten kunde säkert tas ut med hjälp av ett lyckat förstärknings och övervakningsprogram och ett tätt samarbete mellan entreprenör, underentreprenör och en på platsen närvarande konstruktör.

### **Abstract**

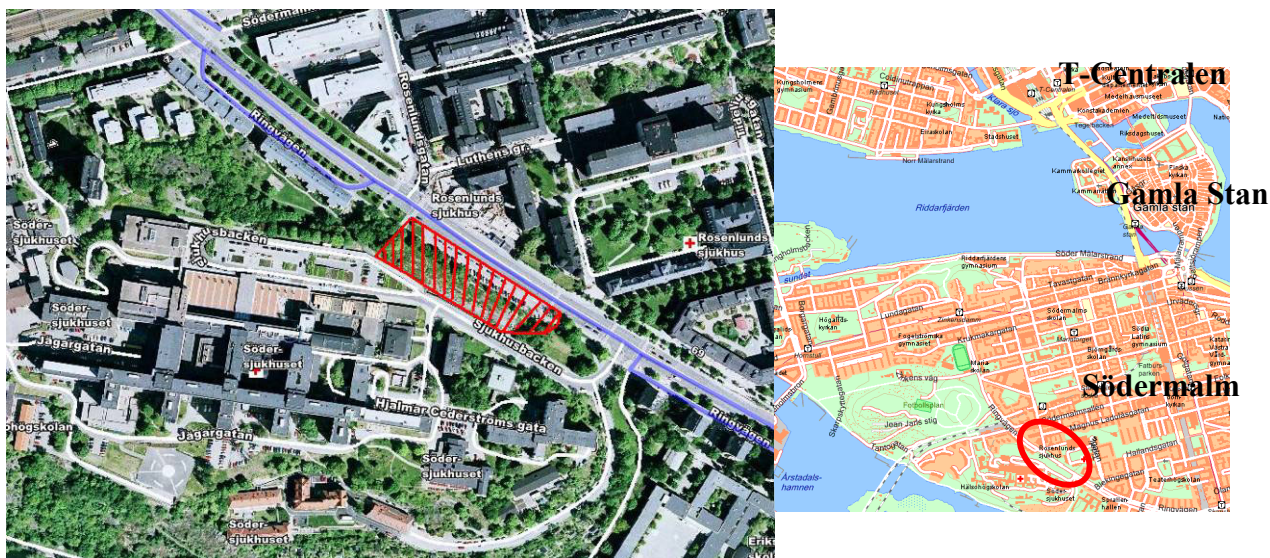
Skanska excavated approximately 49 000 cubic yards by rockblasting in an open pit in central Stockholm during mid 2008. The construction site is adjacent to one of the largest hospitals in northern Europe. Half a million Stockholm residents use this hospital and 4000 people are employed by the hospital. Under the working site lies a tunnel that provides the hospital with gas, heat, electricity, telecommunication cabling etc. The complexity of the project lies in excavating as near as 1 foot on top of the tunnel roof by drill- and blasting techniques and without risking tunnel collapse. Another major concern was pitwall stability due to high loads on small rock pillars. A rock support program with bolts and shotcrete was designed and successfully carried out. The project in general was successfully carried out due to a close cooperation between subcontractor, general contractor and the onsite presence of the design consultant.

### **Bakgrund**

Skanska Fastigheter bygger en kontorsfastighet åt medieföretaget Modern Times Group MTG AB mitt på Södermalm, kv Bylingen, se figur 1. Fastigheten ska få två källarvåningar och det krävs omfattande sprängarbeten. Entreprenör är Skanska Hus med underentreprenör Uppländska Bergborning för losshållning av berg. Upprättande av borrhplaner och dimensionering av salvorna gjordes av



Skanska Teknik i samarbete med underentreprenören. Mätning och besiktning utfördes av Bergsäker.

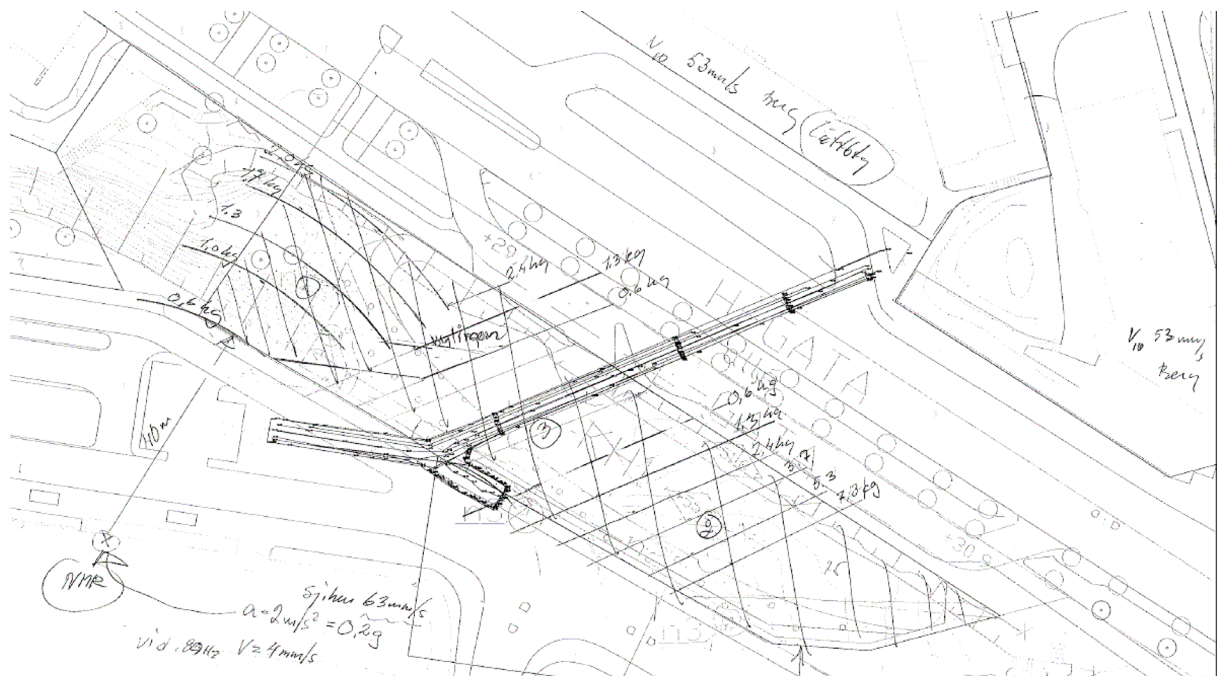


Figur 1. Karta av arbetsområdet framför Södersjukhuset på Södermalm i Stockholm.

Figure 1. Map of the work site in front of the Hospital (Södersjukhuset) on Södermalm, Stockholm.

Kv Bylingen angränsar i söder till Södersjukhusets tillfartsramp och i norr till ringvägen, följaktligen med stränga krav på försiktig sprängning och minimal omgivningspåverkan. Totalt skulle över 300 salvor sprängas och ca 100 000 ton eller 38000 m<sup>3</sup> berg borttransporteras motsvarande ca 8500 lastbilar. Sjukhusets huvudentré/ramp angränsar till den 18 m djupa schaktgropen. Rampen/vägen vilar på utfyllda massor och en spontkonstruktion hade färdigställts före schaktarbetet påbörjades. Förutom denna anslutande ramp ligger rosenlundstunneln inom schaktområdet, snett korsande ca 1 – 0,2 m under schaktbotten och är dessutom försörjningstunnel för el, fjärrvärme, medicinska gaser etc.. I linje med schakten mot SÖS/rampen finns en nisch utsprängd. Nischens tak ligger i höjd med schaktbotten och dess vägg ligger parallellt med schaktväggen. Strax innanför schaktgränsen (mot SÖS/ramp) knäcker Rosenlundstunneln av. På grund av schaktens närhet till rosenlundstunneln har denna förstärkts i ett tidigare skede (försvarsarbeten).

Skanska Teknicks roll i projektet bestod av ett totalansvar för projektering av schakt, tunnelstabilitet och sprängning. Dessutom ansvarade Skanska Teknik för byggledning och övervakning av sprängningsförfarandet samt bergmassans stabilitet under/efter schaktarbetet.



Figur 2. Riskanalys med avseende på vibrationer och beräknade laddningsmängd innan arbetet påbörjades.

Figure 2. Riskanalysis with regards to blast induced vibrations and calculated charges before the work commenced.

### Uppdraget

Skanska Tekniks åtagande krävde disciplinöverskridande åtgärder (bergmekanik, sprängning, betong) för att på ett säkert sätt kunna genomföra projektet på den tid som fanns tillgodo. Vidare finns strikta vibrationsgränsvärden för att inte skada installationer i tunneln och i sjukhuset, bland annat identifierades en Magnetrontgenkamera ( $a_{krav}=0,2g$   $v_{krav}=4$  mm/s) inom 40 m avstånd från schaktgropen, se figur 2.

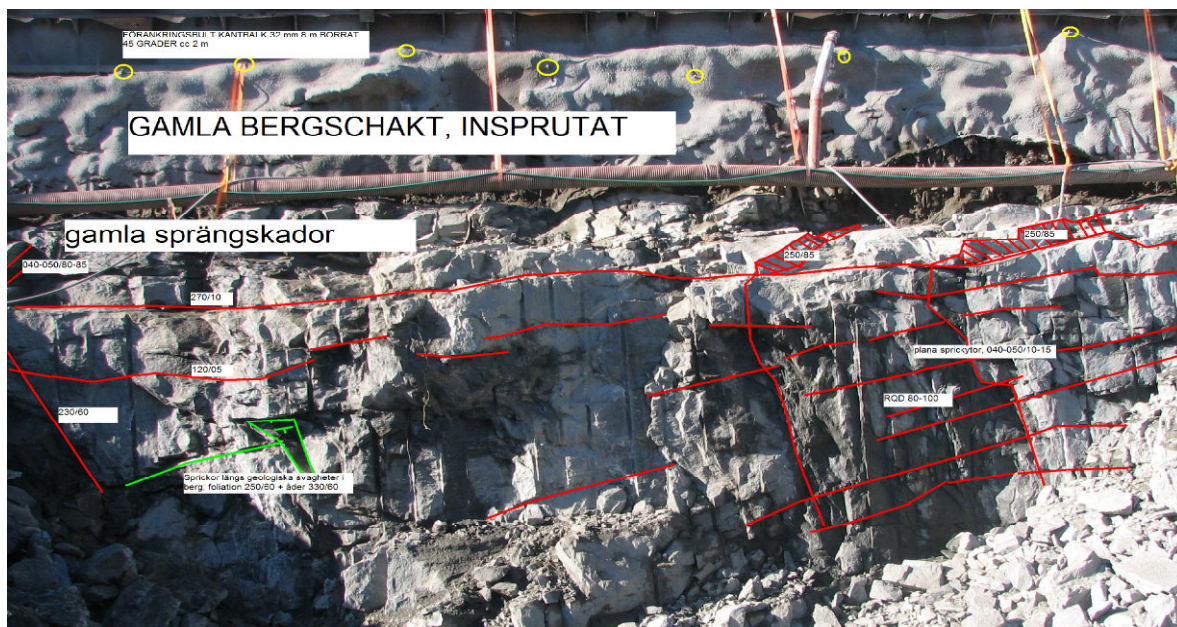
Schakten delades upp i olika prioriteringsområden där mark och betongarbeten startade direkt när man väl nått schaktbotten. Flera parallella arbeten pågick samtidigt som exempelvis sprängning, sågning, borrar, lastning, avjämning och betongarbeten.

### Geologisk beskrivning

Berggrunden består av en grå gnejs (sedimentärt ursprung) med inslag av granit och pegmatit. Pegmatiten är lokalt mycket grovt kristallint (fältspat och kvarts), vilket påverkade både borrar och sprängningen. Gnejsen är migmatiserad och



den brant orienterade foliationen orsakar skivbildning och bakåtbrytning vid sprängning.



Figur 3. Geologisk kartering av frilagd bergyta.

Figure 3. Geological mapping and the excavated rock surface.

Tre dominanta sprickorienteringar har observerats, varav en är ett flackt orienterat bankningsplan. De andra två sprickgrupper är brantstående sprickor varav en är parallell med foliationen.

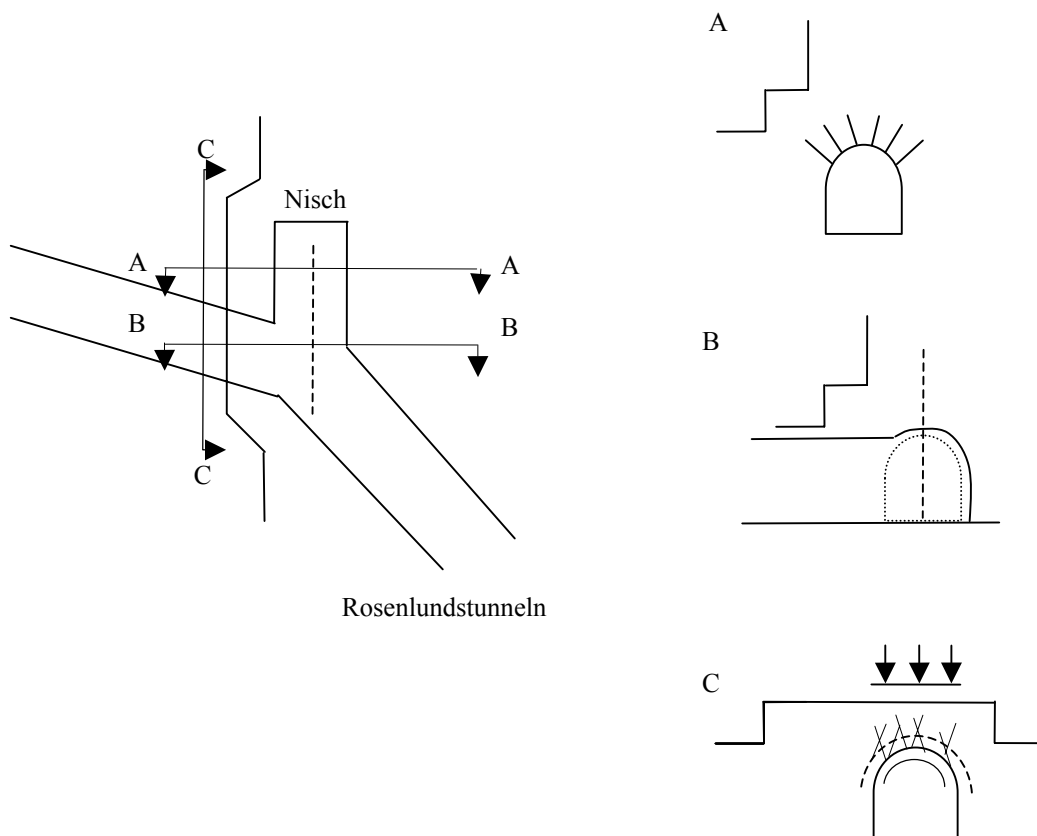
Sprickfyllning som noterades i några svaghetszoner består av vittrat berg och klorit.

Bergkvalitén varierade något, beroende på var berget karterades. Gamla sprängskador och vittrade svaghetszoner orsakade sämre bergkvalitet och lokalt släntstabilitetsproblem.

#### **Bergmekanisk analys**

En så pass stor schakt som genomförs så nära känsliga objekt medför oundvikligen ett antal tekniska och organisatoriska svårigheter. I detta fall var sprängningen som sådan med dess inneboende risker en sådan svårighet men bergmekaniskt fanns även där ett antal vanliga problem (som block och kilstabilitet) men närheten till Rosenlundstunneln och Nischen under schaktväggen medförde några ovanliga och svåra problemställningar. Problemställningar:

- Blockstabilitet
- Kilstabilitet
- Valvstabilitet i Rosenlundstunnel (under schaktbotten)
- Nisch och tunnelstabilitet (angränsande till schaktvägg, se figur 4)



Figur 4. Schematisk skiss över nisch och Rosenlundstunneln där denna går ut under schakten.

Figure 4. Schematic sketch over the alcove (nisch) and the Rosenlundstunnel where it passes under, "into", the pit.

Lasten på valvet i sektion C, figur 4, kommer av den 18 m höga slänten som vilar ovanpå tunnelvalvet. Den bergmekaniska fokusen i den här rapporten kommer att ligga på de överväganden och analyser som gjordes för sektion C samt valvbildning och stabilitet över rosenlundstunneln.

## Beräkningsmodell - analyser

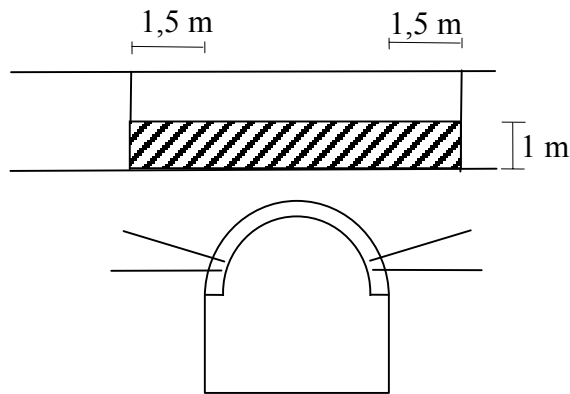
### Valvbildning och sprängteknik över Rosenlundstunneln

Försvarsarbeten av Rosenlundstunneln utfördes i en tidigare entreprenad (2001). Valvet förstärktes då med tanke på en blivande utbyggnad av kv Bylingen. Konstruktören dimensionerade tunneln då för en utbredd statisk last på 123 kPa/m och en dynamisk last på 172 kPa/m. Då Skanska Teknik övertog uppdraget utfördes verifierande beräkningar av last och bärighet.

Som jämförelse kan lasten från 2 m lossgjort berg beräknas till  $2 \cdot 27 = 54$  kPa/m.

Efter att berget lastats ut kommer i huvudsak endast trafiklast påverka tunnelvalvet och då endast under byggtiden. Ingen trafik tillåts dock utan att åtgärder utförts för att fördela trafiklasten till berget på ömse sidor om själva tunneln.

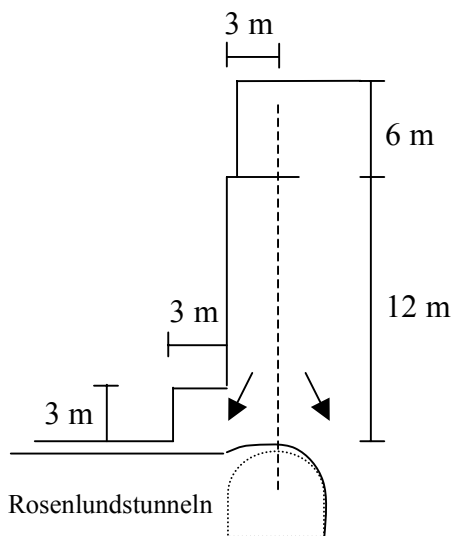
Förmågan att bilda valv över tunneln beror i detta fall framförallt på sprickriktningarna och bergkvaliteten som i huvudsak var god. Eftersom försvarsarbetena, tunnelförstärkningen, i princip innebar att en överlast motsvarande ca 5 m berg kunde bäras utgjorde bergmassans egen valvbildande förmåga egentligen bara ett ytterliggare tillskott till totalstabiliteten. Valvet bedömdes i stort självbärande så länge bergtäckningen var större än halva spännvidden, 2 m. Schakt kunde således utföras ner till den nivån utan fara för stabiliteten så länge sprängningsarbetet inte i sig störde förstärkning eller tunneln. De sista två meterna över schaktbotten behandlades mycket försiktigt, framförallt på grund av de horisontalspänningar som orsakade hävning av valvet (dragsprickor i förstärkningens anfang) och medföljande stora tryckspänningar i sprutbetongvalvet. För att undvika ytterliggare last på tunnelvalvet var det mycket viktigt att uttag och utlastning utfördes kontinuerligt salva för salva. Sprängning bedömdes kunna utföras fram till ett område motsvarande 1,5 m från tunnelvägg. Underborrning fick naturligtvis ej göras under schaktbottennivå för "kontur" hålen och salvhålen över tunneln (skrafferat område, figur 5). Sista pallen måste av uppenbara skäl tas ut mycket försiktigt (se avsnitt om utförande).



Figur 5. Principiell uttagsordning säkerhetsområde, tvärsektion över Rosenlundstunneln  
 Figure 5. General excavation order safety area, cross-section over the Rosenlundstunnel.

**Nisch och tunnelstabilitet (angränsande till schaktvägg)**

Där rosenlundstunneln går ut under schakten kommer möjligen relativt stora berglaster belasta bergvalvet över tunneln. Risken i ett katastrof scenario är att valvet överbelastas, med ras eller ”bara” relativt stora deformationer i tunneln som följd. I ett tvådimensionellt snitt belastar hela schaktväggen den klack som lämnats kvar över tunneln. Nischen är ca 6 m bred och en upplagsreaktion, last, motsvarande halva nischens bredd har antagits i lastförutsättningarna. figur 6.



Figur 6. Illustration över geometriska förutsättningar (och last) samt fotografi på klack med en pall kvar att spränga.

Figure 6. Illustration over the geometrical prerequisites (and the load condition) and a photo over the "klack" with a bench left to excavate.

Beräkningarna har utförts med valvbildningsteori d v s bergmassan i området bildar ett valv som kan beskrivas med brottmekanismer enligt valvteorin. Spänningarna i bergmassan kommer dels från ett bergmassans initialspänningstillstånd och dels som ett resultat av belastningen från överliggande berg.

Hållfastheten i sprickplanen har bedömts efter Bartons skjuvbrottskriterium baserat på aktuella, verkliga, sprickbeskrivningar d v s sprickorna är plana i liten skala men ondulerande i en större skala.

Hållfastheten i bultförstärkning har bedömts enligt H.Stille 1992 (Rock support in mining and underground construction, Keynote lecture: Rock Support in theory and practice).

### ***Beräkning av bultkapacitet i försvarsarbeten***

I detta projekt visade analyserna av försvarsarbetet att bultförstärkningen (upplagen) utgjorde den svagaste länken jämfört med sprutbetongvalvet. Bultkapaciteten utnyttjas för bedömning av storleken på valvets "confinement", inneslutning, som i sin tur nyttjas i beräkningen av valvstabilitet. Inneslutningen



eller mothållet från förstärkningen har beräknats som upplagsreaktionen från bultarna fördelad på tunnelbredden.

Dimensionerande draghållfasthet för bulten kan beräknas med:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\eta * \gamma_n * \gamma_m}$$

där  $\eta * \gamma_n * \gamma_m$  är partialkoefficienter

Hållfastheten för bultar med kombinerad drag och skjuvpåkänning beräknas med:

$$1 = \left( \frac{T_a}{T_{ty}} \right)^2 + \left( \frac{2T_s}{T_{ty}} \right)^2$$

Där

$T_a$  = dragkraften i bulten

$T_s$  = skjuvkraften i bulten

$T_{ty}$  = draghållfasthet i bult

Kapaciteten på bulten kommer alltså vara beroende av både drag- och skjuvkraft i bulten. För belastning vinkelrätt bulten (dragkraften = 0) kan största skjuvkraft(kapacitet) beräknas till halva draghållfastheten.

För en vinklad bult uppstår en dragkraft och en skjuvkraft. Dragkraften (och en mindre andel av skjuvkraften) kommer att verka som en normalkraft mot bergytan och givet en antagen friktionsvinkel mellan betong och berg ge ett bidrag till upplagsreaktionen.

Med 0° och 25° vinkel på bultarna ( $\Phi = 32$  mm, c/c 1,4 m) kan den vertikala upplagsreaktionen (kapaciteten) beräknas till 266 kN/m.

Tunneln är 4 m bred men valvet belastas snett över tunneln och verksam bredd på tunneln blir därmed ca 6 m. Mothållet ”confinement” kan därmed beräknas till ca 90 kPa.

### ***Beräkning av valvstabilitet***

*Naturlig valvlinje och valvlinje i klack*

Då bergschakten tas ut kommer pilhöjden på det tryckta valvet att öka på grund av ökande vertikallast. Innan schakten av klacken utförs kommer en naturlig valvlinje att uppstå i bergmassan vilken beror av spännvidden, vertikallasten och horisontalkraften (horisontalspänningen).

Beräkning av trycklinjens pilhöjd ges av

$$f = \frac{qL^2}{8H_q}$$

Den horisontella kraftkomponenten,  $H_q$ , beräknas för den naturliga valvlinjen av horisontalspänningen (antas lika med vertikalspänning) och bedöms verka över en valvhöjd på 3 m och en bredd på 1 m. Lasten beräknas som summan av bergetsvikt över tunneln fördelat på en valvbredd om 2 m (klackens tillgängliga bredd är 3 m).

Valvets längd,  $L$ , ansätts till 7 m, dvs avståndet från anfang till anfang plus en halv meter ut i bergmassan.

Trycklinjen ges av

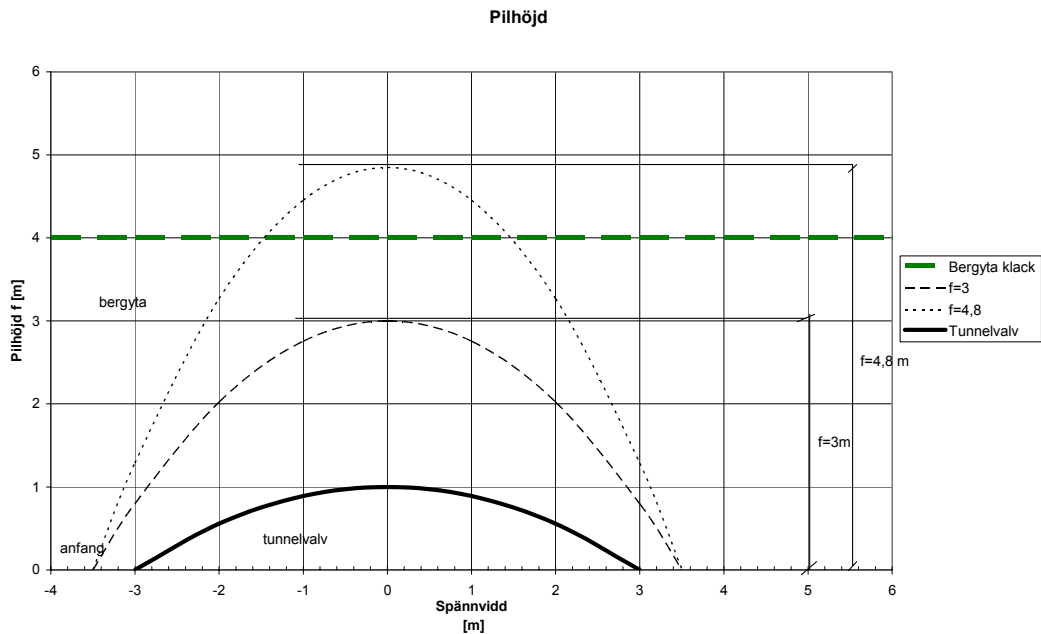
$$y = f \left[ 1 - \left( \frac{2x}{L} \right)^2 \right]$$

där  $x$  = avstånd från tunnelmitt [m]

$y$  = höjd över anfang [m]

För den naturliga valvbildningen blir pilhöjden 4,8 meter, dvs över bergklackens yta (i det slutgiltiga läget), se figur 7.

Under schaktning kommer belastningen på valvet och de geometriska förutsättningarna leda till att trycklinjen flackar ut till ett läge där valvet är i balans. Spänningarna i valvet och upplagen kommer då att öka och valvet måste eventuellt förstärkas.



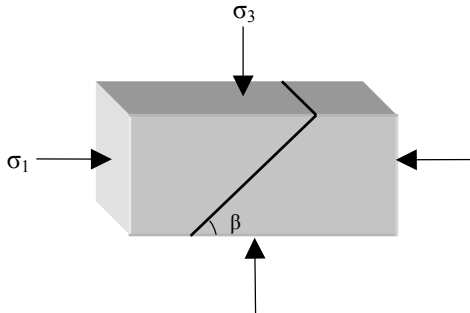
Figur 7. Graf över pilhöjd.  
 Figure 7. Illustration of the pressure arch height.

För en pilhöjd på 3 m kan erforderlig horisontalkraft beräknas till ca 1500 kN/m vid lastupptagning på 2 meter (valvbredd).

*Beräkning av sprickhållfasthet och skjuvspänning över sprickan*

Valvets stabilitet beror av bergmassans hållfasthet och dess förmåga att ta upp deformationer. Bergmassans svagaste länk är i ett hårt kristallint berg sprickorna. Beskrivningen av dessa är en av ingenjörens viktigaste uppgifter och ligger till grund för den semi-empiriska beräkningen av sprickhållfastheten. Normalt anges tre olika brottmoder i valvbildningssammanhang, rotation, krossning och glidning. I detta projekt är glidning längs sprickplanen dimensionerande.

I detta uppdrag har kohesionen  $c$  och den inre friktionsvinkeln  $\varphi$  beräknats enligt Bartons skjuvbrottskriterium. Sprickans egenskaper beror av minsta normalspänningen  $\sigma_n$ , bergmaterialets friktionsvinkel, JRC (Joint Roughness Coefficient) och JCS (Joint Compressive Strength), Hoek et al 1997. Normalspänningen har här angivits lika med bultförstärkningens upplagskapacitet.



Figur 8. Huvudspänningar i förhållande till sprickvinkel  $\beta$ .

Figure 8. Definition of main stresses and the fracture angle  $\beta$

I beräkningen utgörs  $\sigma_1$  av tryckspänningen i valvlinjen (trycklinjen), figur 8. Tryckspänningarna i valvlinjen är störst vid anfangen (upplagen) och där kan  $\sigma_1$  beräknas enligt ekvation:

$$\sigma_1 = \sqrt{H_q^2 + V_q^2} * \frac{1}{h}$$

Vinkeln  $\alpha$  mellan resultanten och horisontalplanet beräknas enligt

$$\alpha = \arctan \frac{V_q}{H_q}$$

Mothållande huvudspänning  $\sigma_3$  utgörs i beräkningen av upplagsreaktionen från bultarna.

Då huvudspänningarna  $\sigma_1$  och  $\sigma_3$  verkar på en spricka med vinkeln  $\beta$  kan skjuvspänningen delas upp i en pådrivande och en mothållande del.

Skjuvspänningar beräknas för olika sprickvinklar,  $\beta$ , från  $0^\circ$  till  $90^\circ$  enligt ekvation:

$$\tau_{\text{pådrivande}} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\beta$$

$$\tau_{\text{mothållande}} = c + \sigma_n \tan \varphi$$

där  $c$ = kohesionen och  $\varphi$ = friktionsvinkel i sprickan och

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\beta$$

Säkerhetsfaktorn F definieras som

$$F = \frac{\tau_{mothällande}}{\tau_{pådrivande}}$$

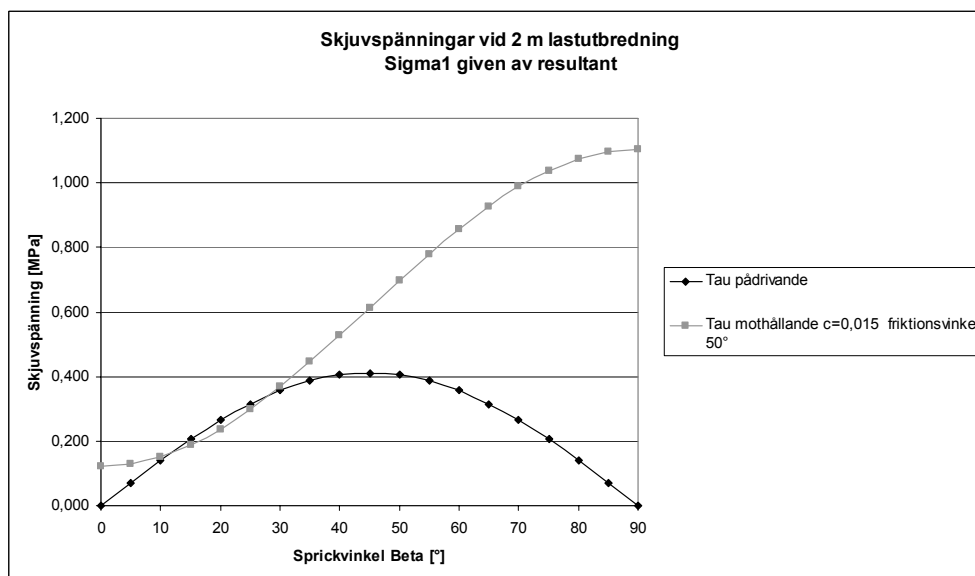
Då trycklinjen verkar i olika vinkel mot horisontalplanet måste beräkningens sprickvinkel  $\beta$  korrigeras för att verklig stupning,  $\beta_{tot}$ , på sprickan skall erhållas enligt:

$$\alpha + \beta = \beta_{tot}$$

där  $\alpha$  är trycklinjens vinkel mot horisontalplanet och  $\beta$  vinkeln i beräkningen.

Vid beräkning av  $\sigma_1$  som beroende av upplagskrafternas resultant erhålls  $\alpha=55^\circ$ .

För ett oförstärkt valv beräknas säkerhetsfaktorn, F, vara mindre än 1 mellan  $10^\circ$ - $30^\circ$  vilket motsvarar stupning  $75^\circ \pm 10^\circ$ , figur 9.



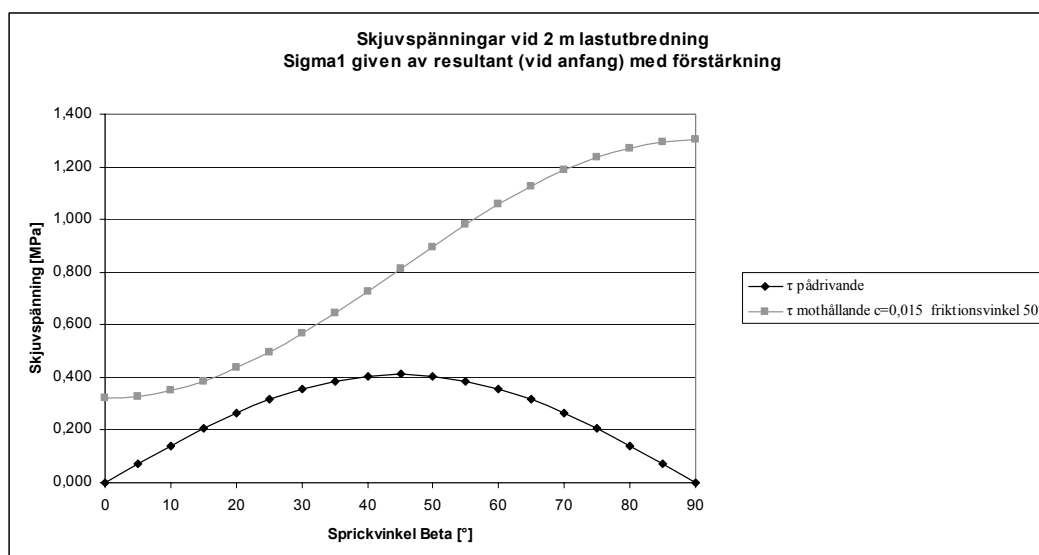
Figur 9. Resultat av valvstabilitetsberäkning. Beräkning utförd för trycklinjens resultant i upplagsläget.

Figure 9 Results of the arch stability analysis. The calculation is performed for the resultant in the abutments.

Beräkningen är även utförd mitt över tunneln vilket resulterade i högre säkerhetsfaktor (redovisas ej).

En rimlig säkerhetsfaktor är i temporärskedet bedömt till 1,5. För att uppnå den måste valvet förstärkas. Motsvarande beräkning över hållfasthet mot glidning kan göras med tillägg till kohesion och normalkraft från en bultförstärkning.

Med en installerad bultförstärkning med stålarea om  $1760 \text{ mm}^2$  erhålls en säkerhetsfaktor om drygt 1,5 (sämsta fallet) för  $\beta=25^\circ$  (vilket motsvarar stupning  $80^\circ$  på sprickytan), se figur 10.



Figur 10. Valvstabilitet beräknad med horisontellt liggande bultförstärkning.

Figure 10. Arch stability with rock bolt reinforcements.

Bultförstärkningen ska installeras i stort sett horisontellt och framförallt före den sista pallen över klacken tas ut. Vilket som parantes inte är det lättaste rent praktiskt.

### Sprängtekniska utmaningar

De sprängtekniska problemen var naturligtvis kraftigt relaterade till produktions och vibrationskraven men den stora utmaningen låg i uttaget över rosenlundtunneln. Följande punkter sammanfattar de sprängtekniska utmaningarna

- Vibrationer (tunnel och sjukhus)
- Uttag över tunnel (Skadezon, spränggaser)

- Uttagsordning över tunnel (minimera last och maximera bärighet i tunnel)

Dessutom kan noteras att arbetet utfördes 6 dagar i veckan, mellan kl.7 och 22. Vid sprängning krävdes upp till 30 vakter för trafikavstängningar och med tanke på de fasta sprängtiderna utgjorde ambulanstransporter till och från sjukhuset ytterliggare potentiella svårigheter. Samordning via radio och direkt kontakt med sjukhuset och övriga berörda gjorde att arbetet gick bra.

Borring utfördes av tre borragnar, som minskade i storlek desto större kraven blev på skonsam sprängning. När avståndet mellan tunneltaket och schaktbotten var ungefär 60 cm spräcktes berget istället för sprängning. Bergspräckning utfördes med snigeldynamit och DARDA.

Schaktgropens kontur utfördes dels med en tätsöm som borrades cc 30 cm och dels bergsågning som Norrbottens bergteknik stod för. Tekniken för sågning var med hjälp av två grovhål dra wiren genom berget, men på grund av skivig berg blev resultatet inte riktigt som det var tänkt.

Krönet av schaktgropen bestod av relativt dålig berg och med hänsyn till arbetsmiljön bestämdes att hela krönet skulle förstärkas med ett lager fiberarmerad sprutbetong.

### **Utförande**

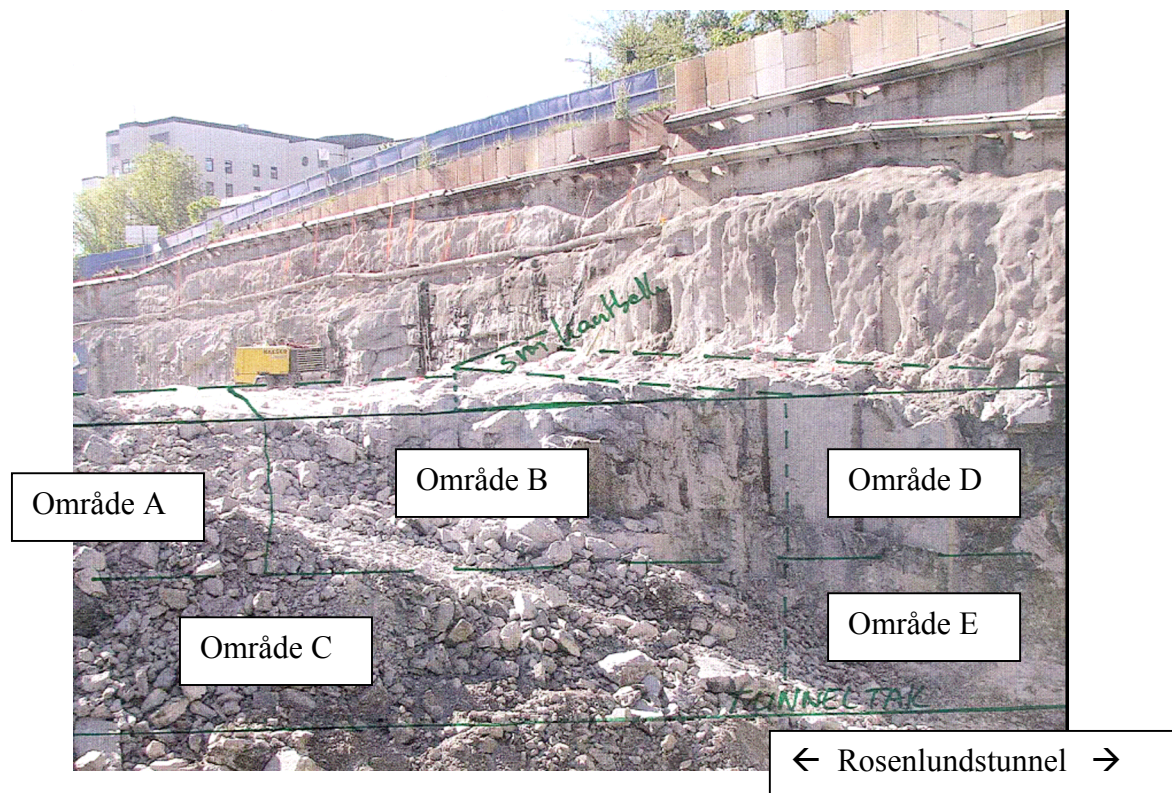
Gropen delades in i tre zoner enligt figur 2 med prognostiserade samverkande laddningar baserad på erfarenhet från liknande uppdrag. Efter inledande sprängningar utfördes regressionsanalyser baserad på relationen mellan samverkande laddningsmängd, avstånd mellan salva och mätpunkt och uppmätt vibration. Vikten av rätt placerad vibrationsmätare spelade en stor roll och efter justering av några mätare kunde sprängarbeten komma igång på allvar. Av de kommande 300 salvar var de flesta salvor mycket små och största salvan i projektet innehöll 650 kg dynamit med en maximal samverkande laddning av 18 kg.

Efter område 1 och 2 hade sprängts ut, se figur 2, påbörjades arbetet över Rosenlundstunneln, se figur 8. Detta tog ca 2 månader och en av lösningar som användes för att ventiler spränggaser från tunneln var en horisontell tätsöm över tunneln. Detta fungerade mycket bra, men även sprickutbredning neråt avstannade. Då återstod en bergpall på en dryg meter som skulle schaktas bort genom sprängning, spräckning och snigeldynamitspräckning. De sista decimetrarna var kostsamma. Tabell 1 beskriver de sprängtekniska parametrar över tunneln och det är klart att ett tätt bormönster och låga samverkande laddningar var kärnan i metodiken, se tabell 1.

Tabell 1. Pallindelning över Rosenlundstunneln.

Table 1. Division of bench areas over the Rosenlundstunneln.

	pallhöjd	Försättning	Hålavstånd	Borrdjup ca	Hål lutning	Qsamverkan
Område A	4 m	1,0 m	1,2 m	3,9 m	5:1	0,6 kg
Område B	4 m	0,8 m	1,0 m	3,9 m	5:1	0,5 kg
Område C	3,7 m	0,5 m	0,6 m	2,0 m	3:1	0,2-0,3 kg
	Liggande	tätsöm med	cc avstånd	0,4 m, borras	med diameter	64 mm
Område D	4 m	0,8	1,0 m	3,5 m	5:1/vertikal	0,4 kg
Område E (Klack)	Skall inte	sprängas				



Figur 11. Pallindelning sprängning över Rosenlundstunneln

Figure 11. Division of bench areas over the Rosenlundstunneln.



Sammanfattningsvis kan nämnas att:

- Sprängningsarbeten gick bra, det tog längre tid av olika orsaker.
- Övertramp i vibrationsnivån förekom där sprängning skedde mycket nära vibrationsmätare (inom 10 meters avstånd).
- En viss mängd klagomål kom in, men detta berodde för det mesta på buller från borrhningsarbeten.
- Trafikavstängningen gick mycket bra tack vara en bra organisation och tur med att få ambulanstransporter kom samtidigt som sprängsalvorna.
- Inga tillbud har rapporterats inom området borrhning/sprängning.
- På grund av ryckare och låga samverkande laddningar fanns en ökad risk för dolor (odetonerat sprängämne i berghögen).
- Inga skador har förekommit utom Rosenlundstunnelns tak.
- Skadorna berodde dels på hävning av taket (avlastning 10 meter bergpelare) samt stötvågsskador från sprängning och lastning med tung grävmaskin (till avstånd 26 cm över tunneltak).

### **Observationer/åtgärder**

Markvibrationer orsakade av sprängningar var ett stort problem i den inledande fasen av projektet. Vid en närmare studie av varje enskild mätare visade det sig att uppsatta mätare på stålfundament till fjärrvärmerören gav vibrationer med 2-3 gånger högre värden än mätare placerade på berg direkt intill fundamenten. Stålet fungerade som en vibrationsförstärkare och gav ett felaktigt mätresultat. Som fotnot kan nämnas att dessa vibrationsbegränsningar inte har en koppling till svensk standard för vibrationer på grund av att standarden inte är utformat för mätning i underjordiska tunnlar. Mätning i närheten av ledningar och rör gav andra intressanta funderingar kring magnetfält i tunnlar, spänningar i fjärrvärmerör och andra oförklarliga anledningar varför man fick uppmätta vibrationsövertramp mitt i natten när ingen arbetade. Men ett gott samarbete mellan tunnelägaren och ledningsägare löste dessa bekymmer och ett fåtal riktiga vibrationsövertramp observerades.

Skador på grund av sprängningar förekom inte någonstans utom i tunneln. Stenkast noterades några gånger och detta var på grund av salvor som var svår att täcka. De enda skador som förekom var sprickor i sprutbetongtaket av tunneln. Skadorna kan uppdelas i två grupper:

- Stötvågsskador från sprängning/schaktning med stor grävmaskin.
- Hävning när 10 meter överliggande bergmassa bortschaktades orsakade av horisontalspänningarna.

Ett problem med den befintliga förstärkningen var att den bara fanns i taket och all upplag var via bergbult i anfangen. Lastöverföring via bergbulten var en

svaghet i systemet. En annan svaghet var att taket var sprutat i flera omgångar, detta märktes tydligen när sprängskadorna uppkom att sprickorna utbredde sig via gamla skikt mellan olika sprutbetonglager.

Efter att sprängarbeten var avslutade kunde man konkludera att taket kvarstod med endast 26 cm täckning bestående av i princip bara sprutbetong.

En omfattande kartering av sprickor, skrotning av lösa block, manuell borrarning för bult och bilning av dåliga partier utfördes. Detta var ett krävande jobb bland alla ledningar och rör, men gick mycket bra. Därefter tätades kontrollhål som hade borrats under arbetets gång för att exakt veta var tunneltaket befann sig och ett nytt valv sprutades med fiberarmerad sprutbetong.

### **Diskussion**

Horizontalspänningen i bergmassan visade sig ha stor konsekvens för dimensioneringen av valvet över Rosenlundstunneln. Under schaktningsarbetena var det mycket tydligt hur valvet belastades successivt i horisontalled (gradvis ökade sprickbredder i de horisontellt orienterade dragsprickorna i anfangsläget). I ett senare skede när det sista berget över tunneln togs ut uppträdde också skjuv sprickor i taket vilket troligen orsakats av horizontalspänningarna (kraftigt horisontellt belastat valv) i kombination med vibrationer från sprängningen. Horizontalspänningarna och deformationerna i/över Rosenlundstunneln orsakade naturligtvis en mycket försiktig uttagsordning men medförde även en ytterliggare säkerhet till den valvanalys som utförts vid klack och nisch där en större horisontalspänning var gynnsam för valvbildningen. Intressant är att notera att varken sprickor orsakade av hävning eller andra sprickor i sprutbetongen uppträdde i området under klacken under entreprenadens genomförande.

Samarbetet mellan underentreprenör, teknikkonsult och entreprenör var väldigt bra. Alla parter fanns på plats så att snabba beslut kunde tas och en flexibel arbetsmetodik krävdes för att hela tiden kunna producera schaktmassor. Bergförstärkning var en active design baserad på bergkartering och stabilitetsbedömning. Detsamma gällde sprängarbeten, borrarplanen ändrades kontinuerligt som krävde en flexibel inställning av borrararen. Underentreprenören arbetade på löpande räkning med fasta a-priser och detta var en bra lösning för både parter. Hade underentreprenören varit tvungen att lämna ett fast pris hade de enorma riskerna i projektet fördyrat projektet enormt.

# TRYCKSPÄNNINGSINDUCERADE UTFALL I BERGMASSOR

## Compressive stress-induced fallouts of rock masses

*Catrin Edelbro, Luleå tekniska universitet (Ltu)*

### Sammanfattning

Att förutsäga och bedöma tryckspänningsinducerade skador och utfall av berg är av stor betydelse för djupt belägna konstruktioner inom både gruv- och tunneldrift. Målet med detta arbete har varit att studera lämpliga materialmodeller och att föreslå den mest lämpade modellen för att kunna bedöma utfall orsakade av höga tryckspänningar samt att identifiera de faktorer som är styrande för hårda bergmassors hållfasthet. För att kunna utvärdera lämplig materialmodell så har resultaten från numeriska analyser i Finita Element programmet *Phase<sup>2</sup>* jämförts med fältobservationer av skador och utfall. Totalt i detta arbete så redovisas resultat från åtta fallstudier, hämtade från gruvor och tunnlar, där brott och utfall har skett i hårda bergmassor. Efter att ha tillämpat fallstudier och utvärderat resultat från numeriska analyser ansågs den mest lämpade materialmodellen vara kohesions-mjuknande friktions-hårdnande (*CSFH*). Då man använder en *CSFH* material modell kan korsande skjuvband, som mynnar ut på randen av konstruktionen samt som finns inom den plasticerade zonen tolkas som potentiellt utfall.

### Summary

The prediction of compressive stress-induced failures is of concern for the design and construction of deep underground excavations in mining and civil engineering. The aim of this work was to improve on how to model compressive stress-induced failure and to suggest the most appropriate material model for fallout prediction and to identify factors governing the strength of hard rock masses. The evaluation of the most appropriate material was based on comparing the results of numerical analysis using the finite element analysis program *Phase<sup>2</sup>* with field observations of failure and fallouts. In this work, a total of eight selected case histories, from mining and tunnelling in hard rock masses were studied. A cohesion-softening friction-hardening (*CSFH*) model proved to be the most appropriate material model for capturing the observed rock behaviour. The potential compressive stress-induced fallouts can, using a *CSFH* model, be predicted using the intersecting shear bands which connect to the excavation boundary and being located within the region of yielding.

### Inledning

Att kunna förutsäga och bedöma skador och utfall av berg är ett av våra mål som bergmekaniker. Höga bergspänningar kan leda till utfall av berg, vilket i sin tur är en säkerhetsrisk för dem som arbetar under jord samt att maskiner eller annan utrustning

kan skadas och/eller att produktionsstörningar uppstår. Bergmassans mekaniska egenskaper är väldigt komplexa och svåra att reproducera och inom ämnet bergmekanik så krävs det oftast att vi gör förenklingar av verkligheten. Men de studier och försök som har utförts för att förutsäga brott i hårda bergmassor då man har använt traditionella brottkriterier, såsom Hoek-Browns och Mohr-Coulombs kriterium, har inte varit särskilt lyckade (Pelli m. fl., 1991; Martin, 1997; Hajiabdolmajid m. fl., 2002).

Numeriska analyser är ett verktyg som oftast används inom bergmekanik för att simulera verkligheten. Men vad säger egentligen resultaten från sådana analyser om det vi ser i fält? En bättre förståelse för överensstämmelsen mellan beräkningar från numeriska analyser och vad vi kan observera i fält var därför önskvärd. Syftet med detta arbete har varit att studera lämpliga materialmodeller för att kunna bedöma utfall orsakade av höga tryckspänningar. Målet är att föreslå den mest lämpade materialmodellen för att bedöma utfall samt att identifiera de faktorer som är styrande för hårda bergmassors hållfasthet.

Tillvägagångssättet för att nå syftet och målet kan beskrivas med att dels utfördes en litteraturstudie av olika materialmodeller som använts för att bedöma tryckspänningsinducerade brott och utfall i hårt berg. Dels studerades det lämpligaste sättet att analysera utfall tillsammans med fallstudier av observerade brott och utfall. I slutändan applicerades material modeller och analysmetod på de observerade fallen och detta resulterade i att en metod för hur modellen bör vara uppbyggd kunde föreslås. Ett annat resultat var att den mest lämpliga material modellen kunde föreslås samt hur resultaten från en sådan modell kan tolkas och hur parametrar bör tas fram. Slutligen användes den mest lämpliga material modellen för att förutsäga brott och utfall.

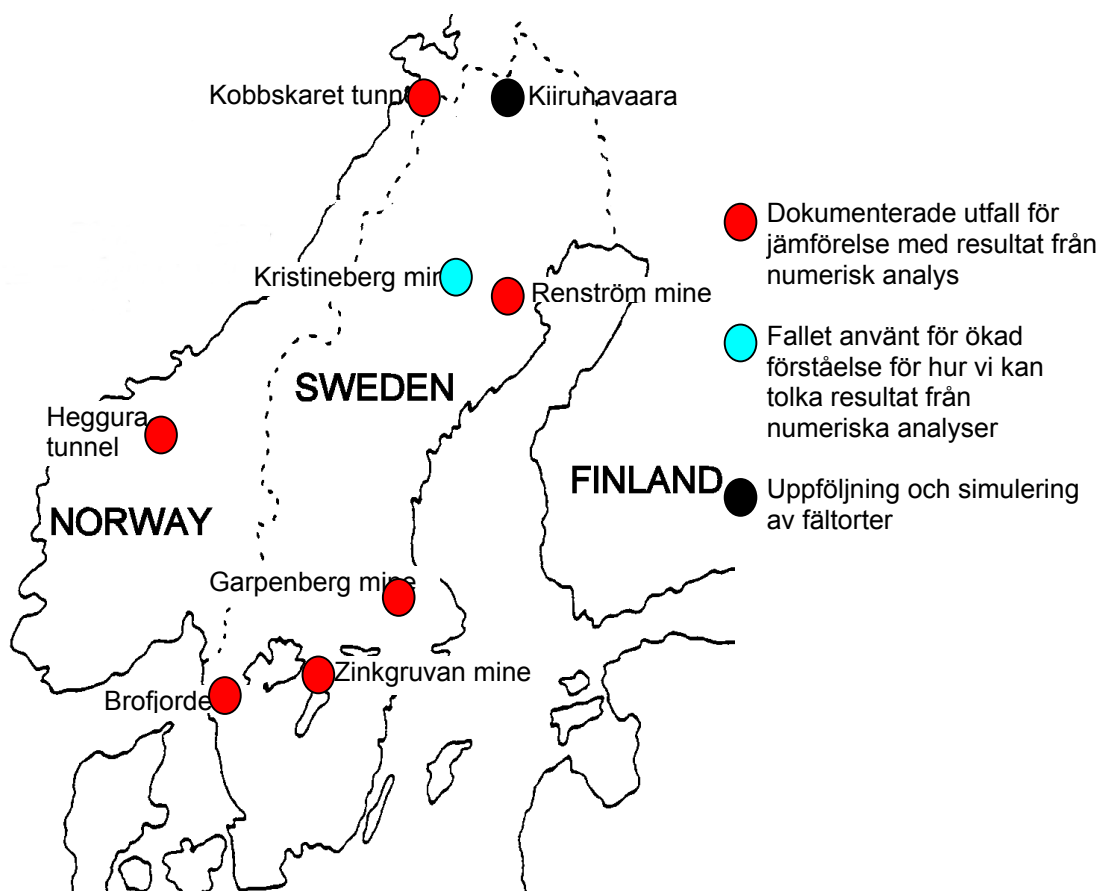
### **Begränsningar och omfattning**

Arbetet som finns beskrivet i denna artikel omfattar följande:

- Kontinuerligt beteende har antagits vid analyser av bergmassan;
- Typiska skandinaviska hårda bergmassor med höghållfasta bergarter såsom granit eller gnejs;
- Tryckspänningsinducerade brott och utfall, såsom spjälkning och skjuvning;
- Underjordkonstruktioner med typiska tunneldimensioner och
- Utfall orsakade av avlastning, dynamisk belastning såsom smällberg eller tidsberoende egenskaper såsom krypning är inte behandlat i detta arbete.

### **Tryckspänningsinducerade utfall i hårt berg**

Genomgående i hela arbetet dels (i) för att öka förståelsen för bergmassans beteende och hållfasthet men också (ii) för att kunna jämföra beräkningar med observationer i fält så har en omfattande studie av välbeskrivna brott och utfall genomförts och dokumenterats, se deras lokalisering i Figur 1.



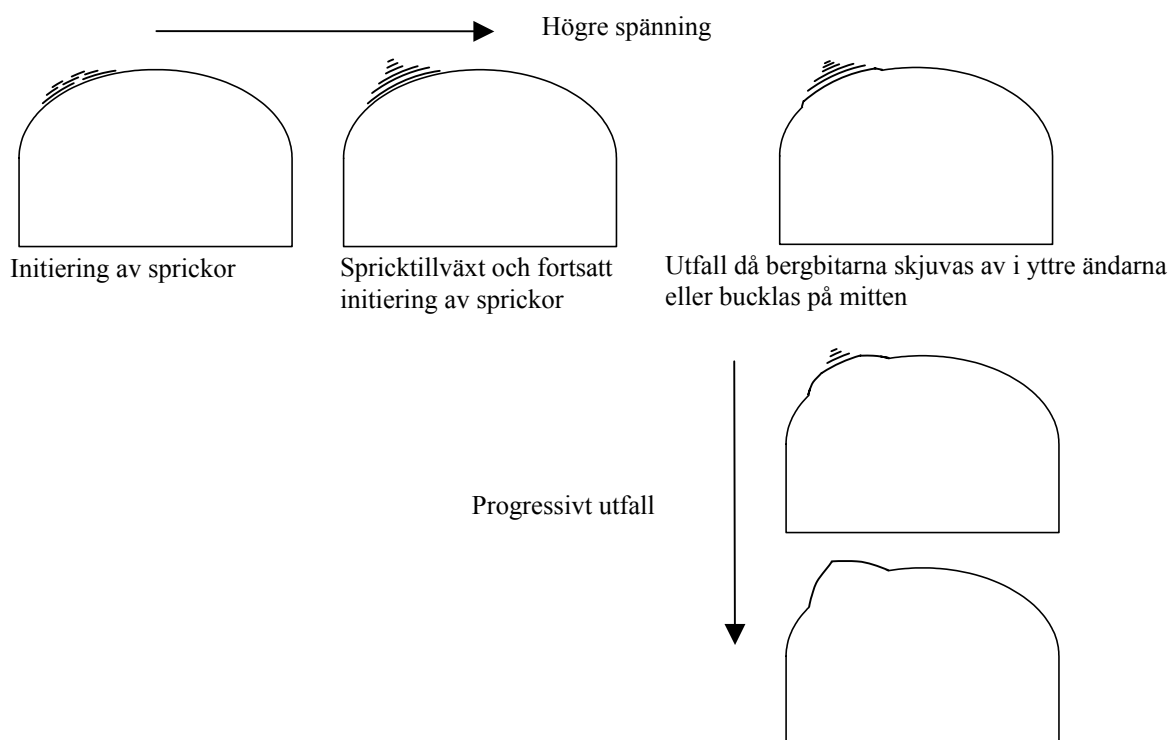
Figur 1 Karta av Skandinavien utmärkt med platser där observationer av brott och utfall har utförts.

*Map of Scandinavia, showing the location of the different failure and fallout cases.*

Sex av fallen som är markerade med rött i Figur 1 (Brofjorden, Garpenberg, Heggura, Kobbskaret, Renström och Zinkgruvan) var observerade utfall som användes för att utvärdera de olika materialmodellerna då de kunde jämföras mot resultat från numerisk analys. En ort i Kristinebergsgruvan (märkt med blått i Figur 1), där de skrotat ett stort V i taket, användes för att kunna förstå bättre hur man kan tolka resultat från numeriska analyser. Förutsägning och uppföljning av brott och utfall utfördes för Kiirunavaaras fältorter.

I detta arbete definieras utfall som när bergbitar lossnar från bergmassan och faller ut. För tryckspänningsinducerade brott och utfall kan man identifiera olika steg i brottsprocessen, se Figur 2. Det är initiering och propagering av nya sprickor vilka i sig orsakar en reducering i hållfastheten och spänningskoncentrationen förflyttar sig längre in i berget och nya sprickor initieras längre in i bergmassan. Fortsatt ökning av spänningen gör att sprickorna växer samman och tunna skivor som är parallella med konstruktionens ytan formas. Utfall kan ske då sprickorna sammanbinds med ytan av

konstruktionen och det kan ske då sprickorna går sönder i skjuvning i de yttre ändarna eller genom buckling i mitten. Nya skivor bildas oftast då en skiva har lossnat och fallit ut och därför kan tryck-spänningsinducerade utfall ofta vara en succesiv process som slutligen formar sig som en droppe eller ett V. Då det är troligt att skjuvning sker i den slutliga formationen av utfallet bör man kunna använda plasticerade element som har gått i brott i skjuvning eller maximala skjuv töjningen som indikatorer för den slutliga formen av det potentiella utfallet.



Figur 2 Schematisk bild av olika steg i brottsprocessen och det progressiva utfallet.

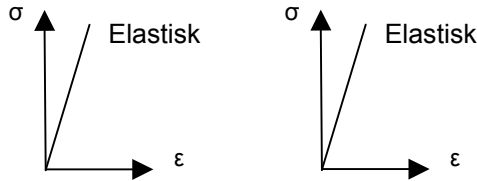
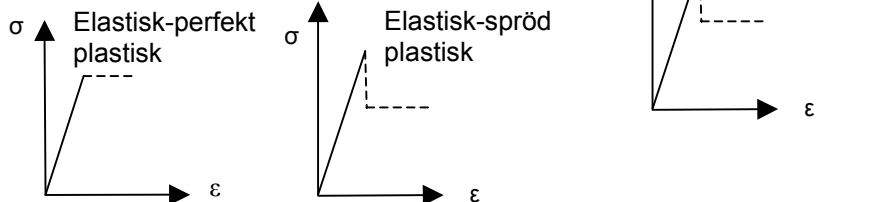
*Schematic picture of different stages of the failure process and the progressing fallout.*

### Numerisk analys av utfall

Baserat på litteraturstudien av olika metoder för att bedöma brott i hårt berg så utvärderades de metoder som finns angivna i Tabell 1. De olika material modellerna var elastiska, elastisk-perfekt-plastiska samt elastisk-spröd-plastiska. I den första delstudien baserades indata på bergmassans egenskaper beräknade från RocLab (Rocscience Inc., 2007) och  $GSI$  – systemet. Detta gällde för alla metoder förutom för det intakta berget där  $GSI = 100$  användes samt för  $m=0$  metoden. För den sprödplastiska  $m=0$  metoden var residualvärden lika med  $m=0$  (and  $s=0.112$ ) medan peakvärdena var lika med bergmassans egenskaper.

Tabell 1 Använda material modeller och brottkriterium för att bedöma hållfasthetsparametrar vid bedömning av utfall.

*Applied material models and criteria to determine the strength parameters for fallout prediction.*

Metod	Berg-massans hållf.	Intakta bergets hållf.	$m = 0$	Kohesions mjuknande Friktions mjuknande (CSFS)*	Kohesions mjuknande (CS)**	Kohesions mjuknande Friktions hårdnande (CSFH)***
Material modell						
Brott kriterium	Mohr-Coulomb, Hoek-Brown		Hoek-Brown	Mohr-Coulomb		

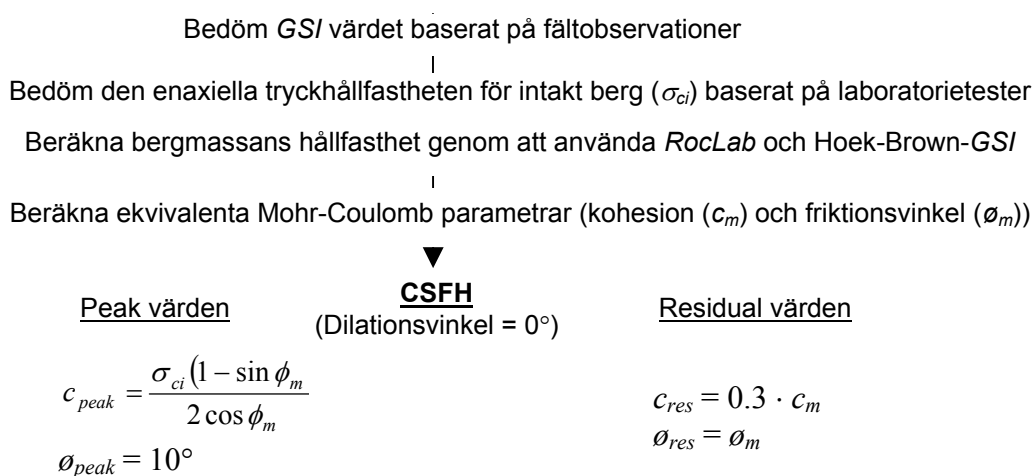
\* CSFS = Cohesion Softening Friction Softening (Hoek m. fl., 1995); \*\* CS = Cohesion Softening (föreslagen för "mjukt" berg i ex. Labuz & Dai, 2000); \*\*\* CSFH = Cohesion Softening Friction Hardening (Hajiabdolmajid m. fl., 2002)

För de kohesionsmjuknande modellerna (CSFS, CS samt CSFH) så användes ekvivalenta Mohr-Coulomb parametrar, dvs. kohesion och friktionvinkel. Då peak värdet är uppnått sänks kohesionen direkt till ett lägre residualvärde. För kohesions och friktionsmjuknande modellen så minskade även friktionen på samma sätt medan för det friktionshårdnande beteendet så ökar friktionsvinkeln efter uppnått peakvärde.

Observerade utfall jämfördes med bedömda utfall från analyser i *Phase<sup>2</sup>* (Rocscience Inc., 2008)– ett finita element program som används vid spänningsanalyser. Den beräknade plasticerade zonen var bågformad, med en väldigt stor utbredning längs randen på den simulerade konstruktionen för de elastiska och elastisk-perfekt plastiska modeller (samt  $m=0$ ). För dessa modeller så formades heller inte några tydliga skjuvband. För de kohesionsmjuknande modellerna så var den beräknade plasticerade zonen och de korsande skjuvbanden större än vad man kunde se i fält men resultaten från dessa modeller var mer droppformade och för dessa kohesionsmjuknande modeller

så utfördes en parameterstudie (Edelbro, 2008a) för två av de observerade utfallen (Kobbskaret och Garpenberg). För de kohesion-smjuknande modellerna så hade peak parametrarna störst påverkan på resultatet medan residualparametrarna hade mindre och liten påverkan.

Baserat på parameterstudien så visade sig den kohesions mjuknande friktionshårdnande modellen (*CSFH*) ge bäst överensstämmelse med observerade utfall. För en kohesions mjuknande friktionshårdnande modell bör peak kohesionen vara hög för att ge god överensstämmelse med verkligheten. Lämplig metodik för att ta fram indata för denna *CSFH* modell finns beskriven i Figur 3, där ett värde på 10° för peak friktionsvinkeln visade sig ge bäst överensstämmelse med observationer i fält.



Figur 3 Schematisk bild av metodiken för att välja indata till *CSFH* modellen.

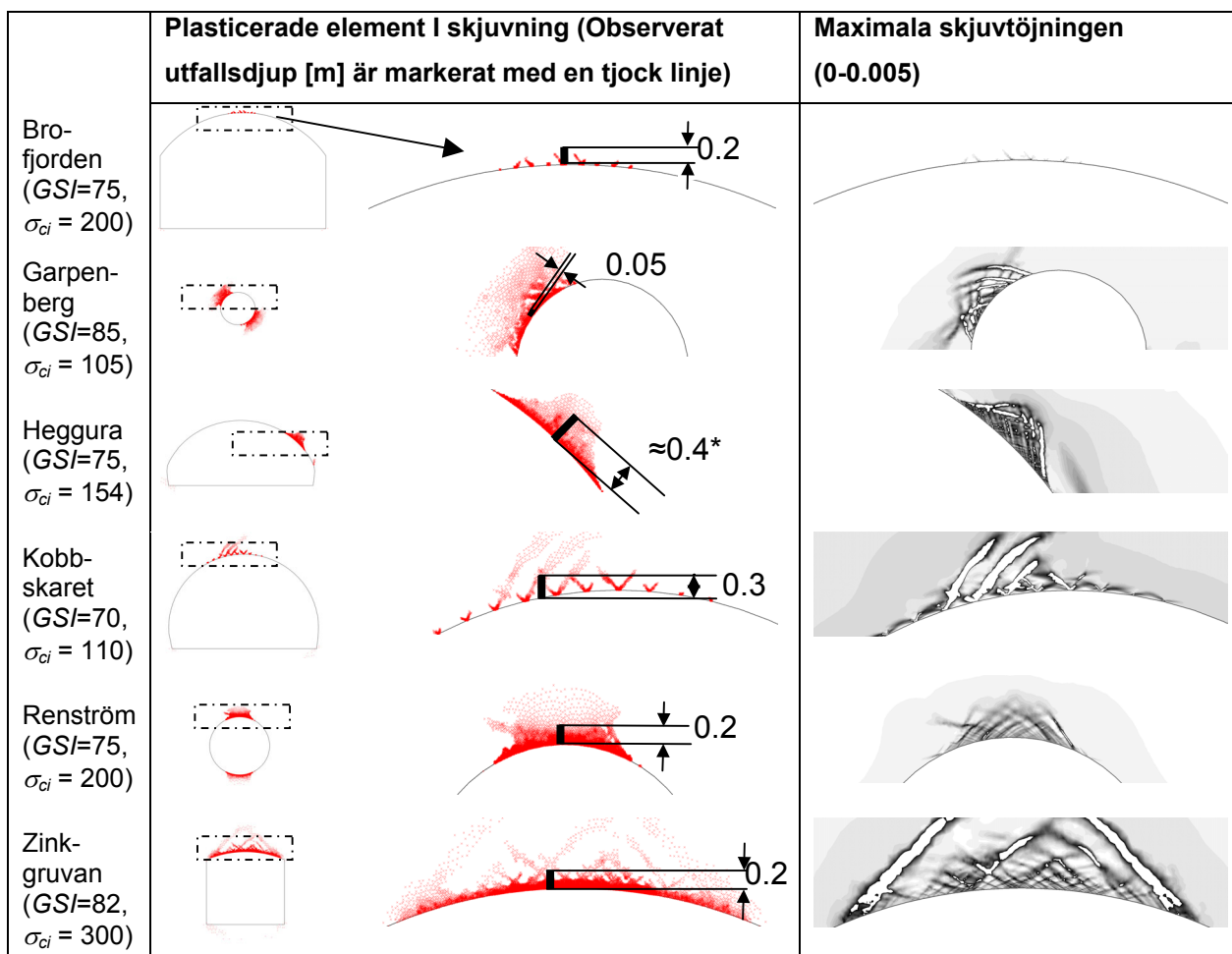
*Schematic picture of the methodology for selecting input data to the CSFH model.*

För att bättre förstå hur resultat från en kohesionsmjuknande friktionshårdnande modell kan tolkas, studerades ett fall från Kristinebergsgruvan. För några av orterna i Kristinebergsgruvan så skrotade man ett stort V i taket. Innan man skapade V:et så behövdes mycket förstärkning och trots förstärkningen så kunde de som arbetade under jord höra hur berget fortsatte att ”spraka”. Mindre förstärkning krävdes efter det att man skrotat bort V:et och ljuden försvann. Utifrån studien för Kristinebergsgruvans ort så kan korsande skjuvband användas som en indikator för potentiellt utfall medan plasticerade element kan tolkas som det skadade berget (Edelbro & Sandström, 2009).

Den kohesionsmjuknande friktionshårdnande modellen tillämpades för alla observerade utfall (Edelbro, 2008b) och resultat kan ses i Figur 4. I den här bilden finns observerat utfallsdjup markerat med en tjock svart linje medan den vänstra delen av figuren visar plasticerade element i skjuvning och den högra de maximala skjuv töjningarna. Zonen av plasticerade element är lika stor eller större än de korsande skjuvbanden. God



överensstämmelse mellan beräknat utfall och observerat kunde ses för Heggura, Kobbskaret och Renström fallen medan det beräknade djupet var större för Garpenberg och Zinkgruvan och mindre för Brofjorden.

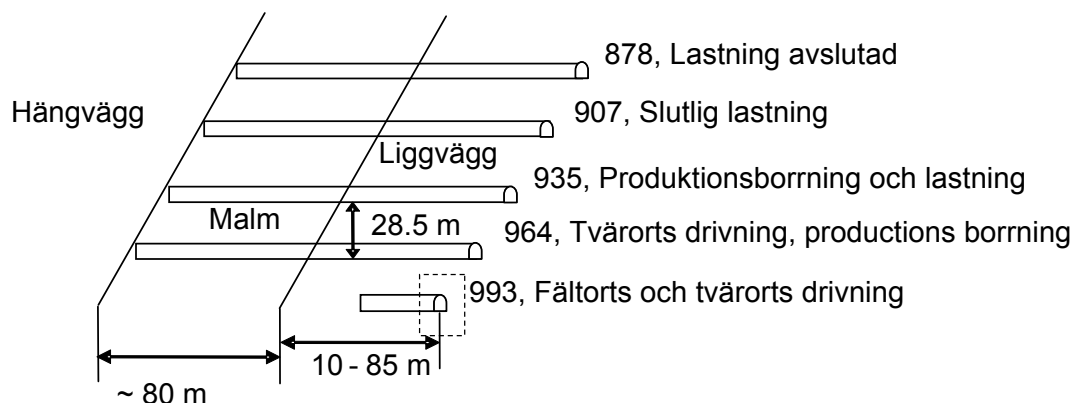


Figur 4 Närbilder av plasticerade element i skjuvning samt maximala skjuvtöjningar beräknade m.h.a. *Phase*<sup>2</sup> då en *CSFH* modell användes.

*Close-up view of yielded elements failed in shear and maximum shear strains calculated using Phase<sup>2</sup> and an instantaneous CSFH model.*

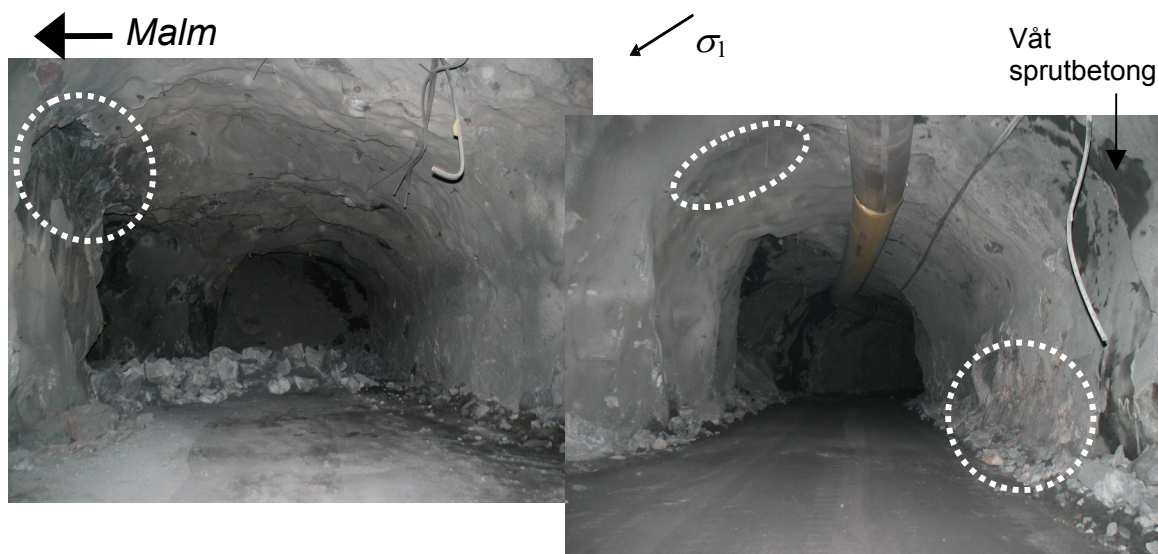
Tillämpningen för att förutsäga brott och utfall med hjälp av en *CSFH* modell utfördes för Kiirunavaaragruvans fältorter i liggväggen. Fältorter i tre av gruvans tio produktionsblock studerades. Block 25, 28 och 33 valdes för denna studie då dessa är belägna i mitten av malmkroppen och är i och med det utsatta för höga spänningar. För fältorterna i dessa block så hade LKAB tidigare utfört skadekartering (Malmgren, 2007). Under våren 2007 började fältorterna att drivas på nivå 993, se Figur 5, och under ett och ett halvt års tid har det varit möjligt att studera deras förändringar i stabilitet genom uppföljning en gång i månaden. Fältorterna på nivåerna ovanför 993 har även de studerats vid två tillfällen för att se skillnad mellan nivåer och möjliga

framtida scenario för nivå 993. För fältorter på samma nivå som produktionen finns en tydlig tendens till tryckspännings-inducerade brott och utfall i anfanget i riktning mot malmen, se Figur 6.



Figur 5 Schematisk bild av pågående aktiviteter på olika nivåer för block 25, 28 och 33 i Kiirunavaara gruvan i September 2008 [figuren är inte skalenlig].

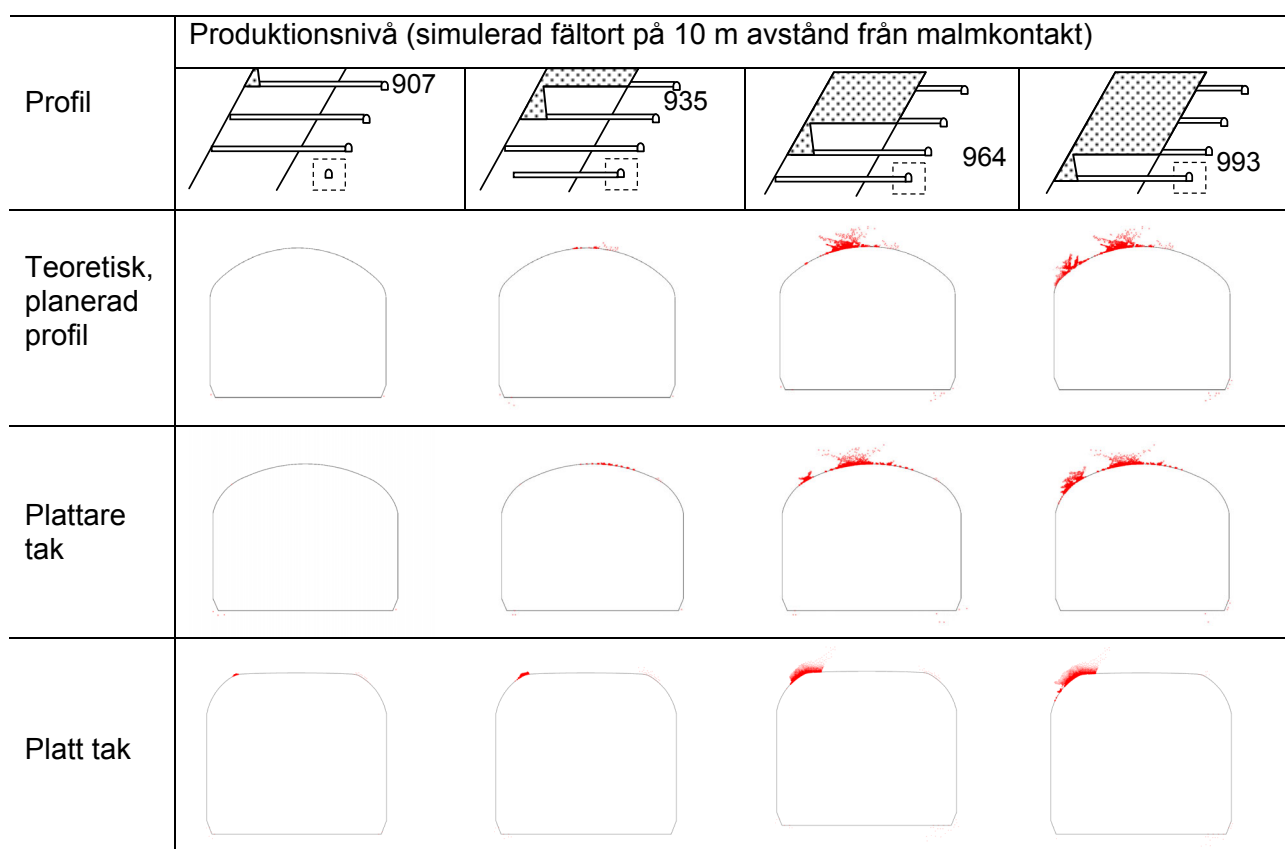
*Schematic picture of ongoing activities at different levels in block 25, 28 and 33 in the Kiirunavaara mine as of September 2008 [figure not to scale].*



Figur 6 Typiska tryckspänningsinducerade utfall för fältorter på samma nivå som lastningen.

*Typical compressive stress-induced fallouts in footwall drifts with production/mucking taking place on the same level as the drift.*

En flerstegsanalys utfördes för att kunna simulera förändringar i spänningar påverkade av gruvbrytningen. För spänningsindata har en global-lokal modell använts, vilken finns beskriven i Sjöberg & Malmgren, 2008. En parameterstudie genomfördes där hållfasthetsparametrar, lokalisering av orterna med avseende på avstånd till produktionen samt tvärsnitten på liggväggsorternas varierades. Resultaten påverkades mycket av formen på orten. Lokaliseringen av det beräknade brottet i anfanget var mer tydligt för ett platt tak kontra den teoretiska profilen av tvärsektionen, se Figur 7. Resultaten indikerar att den verkliga formen på fältorterna skiljer sig från den teoretiska profilen.



Figur 7 Plasticerade element i skjuvning för olika former på tvärsektionerna och för olika produktionsnivå då en hög hållfasthet på bergmassan simuleras.

*Yielded elements failed in shear for different cross-section shapes and for different production levels for the case of high strength properties.*

### Slutsatser

- Det visade sig att resultaten från de kohesionsmjuknande modellerna var väldigt känsliga för ändringar i peak parametrar medan residualparametrarna hade mindre betydelse.

- Resulten från *CSFH* modellen överensstämde bäst med det bergmassans beteende
- En hög peak kohesion och en peak friktionsvinkel på 10 grader visade sig stämma bäst överens med observationer i fält.
- Då man kör liknande analyser i *Phase<sup>2</sup>*, som de beskrivna i denna artikel, bör man inte använda det förvalda värdet att reducera skjuvhållfastheten om dragbrott uppstår.
- Tydligare och mer distinkta skjuvband kunde ses om en låg dilationsvinkel användes.
- Potentiella utfall kan förutsägas med hjälp av korsande skjuvband

### Tack

Ett stort tack riktas till LKAB, LKAB-fonden, VBT (Vinnova), Trelleborgsstiftelsen, Norrbottens forskningsråd och Luleå tekniska universitet (Ltu) som har finansierat projektet. De personer som stöttat med både praktisk och teoretisk input till detta arbete är Jonny Sjöberg (LKAB), Erling Nordlund (Ltu), Christina Dahnér-Lindqvist (LKAB), Daniel Sandström (Boliden Mineral AB) och Fredrik Johansson (Sweco/KTH).

### Referenser

- Edelbro, C. (2008a) Different approaches for simulating brittle failure in two hard rock mass cases — a parametric study. Accepterad och är i tryck för *Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Edelbro, C. (2008b) Numerical modelling of observed fallouts in hard rock masses using an instantaneous cohesion-softening friction-hardening model. In press for *Tunnelling and Underground Space Technology*; doi:10.1016/j.tust.2008.11.004 (Finns online sedan december 2008)
- Edelbro, C. & Sandström, D. (2009) Interpretation of failure and fallouts based on numerical modelling of an underground mine stope. Kommer att presenteras vid *Sinorock 2009, ISRM International Symposium on Rock Mechanics*, 19-22 May 2009.
- Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P.K. & Martin, C.D. (2002) Modelling brittle failure of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 39, pp. 731-741.
- Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F. (1995) Support of underground excavations in hard rock, A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- Labuz, J.F. & Dai, S.T. 2000 Residual Strength and Fracture Energy of Soft Rock from Plane-Strain Testing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 10, pp. 882-889.
- Malmgren, L. (2007) Skadekartering block 33 och 25 i KUJ. LKAB. Internal LKAB-report (in Swedish).
- Martin, C.D. (1997) Seventeenth Canadian Geotechnical Colloquium: The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength. *Can. Geotech. J.*, 34, pp. 698-725.
- Pelli, F., Kaiser P.K. & Morgenstern, N.R. (1991) An interpretation of ground movement recorded during construction of the Donkin-Moriwn tunnel. *Can. Geotech. J.*, 28, pp. 239-254.
- Rocscience Inc. (2007) RocLab Version 1.031 – Rock mass strength analysis using the Hoek-Brown failure criterion. www.rocscience.com, Toronto, Ontario, Canada.

Rocscience Inc. (2008) Phase2 Version 6.027 - Finite Element Analysis for Excavations and Slopes. [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com), Toronto, Ontario, Canada.

Sjöberg, J. & Malmgren, L. (2008) Application of global-local modelling to mining rock mechanics problems. In Proc. First International FLAC/DEM Symposium on Numerical Modeling, Minneapolis, Aug 25-27, 2008.



# TREDIMENSIONELLA ANALYSER AV KRITISKA ANLÄGGNINGAR PÅ NY HUVUDNIVÅ I KIIRUNAVAARA

## Three-dimensional analyses of critical excavations at the new main haulage level in Kiirunavaara

*Rebecca Bertilsson, Vattenfall Power Consultant AB*

*Jonny Sjöberg, Vattenfall Power Consultant AB*

*Lars Malmgren, LKAB*

### SAMMANFATTNING

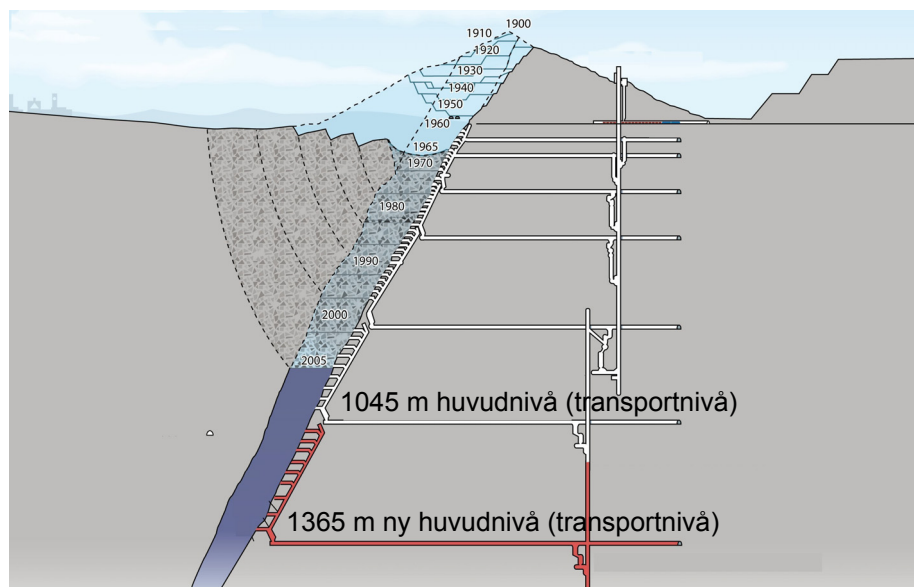
För närvarande pågår projektering och anläggandet av ny huvudnivå i LKAB:s gruva Kiirunavaara. Som en del i projekteringsarbetet ingår bergmekaniska analyser av kritiska anläggningar, framförallt tapporter, krosshall och fördelningsnivå. Samtliga dessa anläggningar är geometriskt komplexa vilket utesluter tvådimensionella analyser. Bergmekaniska stabilitetsanalyser har utförts i syfte att identifiera potentiella bergmekaniska problem samt att förbättra layouten. Analyserna utfördes med det tredimensionella finita differens-programmet *FLAC<sup>3D</sup>* medan modellgeometrierna för analyserna genererades med hjälp av pre-processorn *3DShop/KUBRIX*. Resultaten visade på omfattande plasticering i bergmassan runt tappgruppen och en bedömd risk för instabilitet för denna anläggning. Med hjälp av de bergmekaniska analyserna kunde layouten förändras så att risken för stabilitetsproblem minskade. Analyserna visade också på tillfredsställande stabilitet för planerade layouter av såväl krosshall som fördelningsnivå.

### SUMMARY

Currently, a new haulage level is planned and constructed for the LKAB Kiirunavaara mine. The design work includes rock mechanics analyses of critical excavations — chute drifts, crusher chamber and distribution level. These excavations are geometrically complex, which preclude two-dimensional analyses. Rock mechanics stability analyses were conducted, with the purpose of identifying potential rock mechanics problems as well as improving the layout. The analyses were carried out using the three-dimensional finite difference program *FLAC<sup>3D</sup>* while the model geometries for the analyses were produced with the pre-processor *3DShop/KUBRIX*. The results showed extensive yielding in the rock mass around the chute drifts and an estimated risk for instability of this construction. With the aid of the rock mechanics analyses, the layouts were changed so that the potential for stability problems was reduced. The analyses also showed satisfactory stability for planned layouts of the crusher chamber as well as the distribution level.

## 1 INTRODUKTION

LKAB (Luossavaara Kiirunavaara AktieBolag) är ett av Sveriges största gruvbolag. Dess huvudsakliga verksamhet är förlagd till underjordsgruvor i Kiruna och Malmberget i norra Sverige där järnmalm bryts. I LKAB:s gruva Kiirunavaara utanför Kiruna bryts järnmalm med storskalig skivrasbrytning, vilken till stor del är automatiserad. I skivrasbrytning drivs orter horisontellt in i malmen och skivor av malmen sprängs ner. Hålrummet efter malmen fylls efterhand då bergmassor ovanför rasar ihop, se Figur 1.



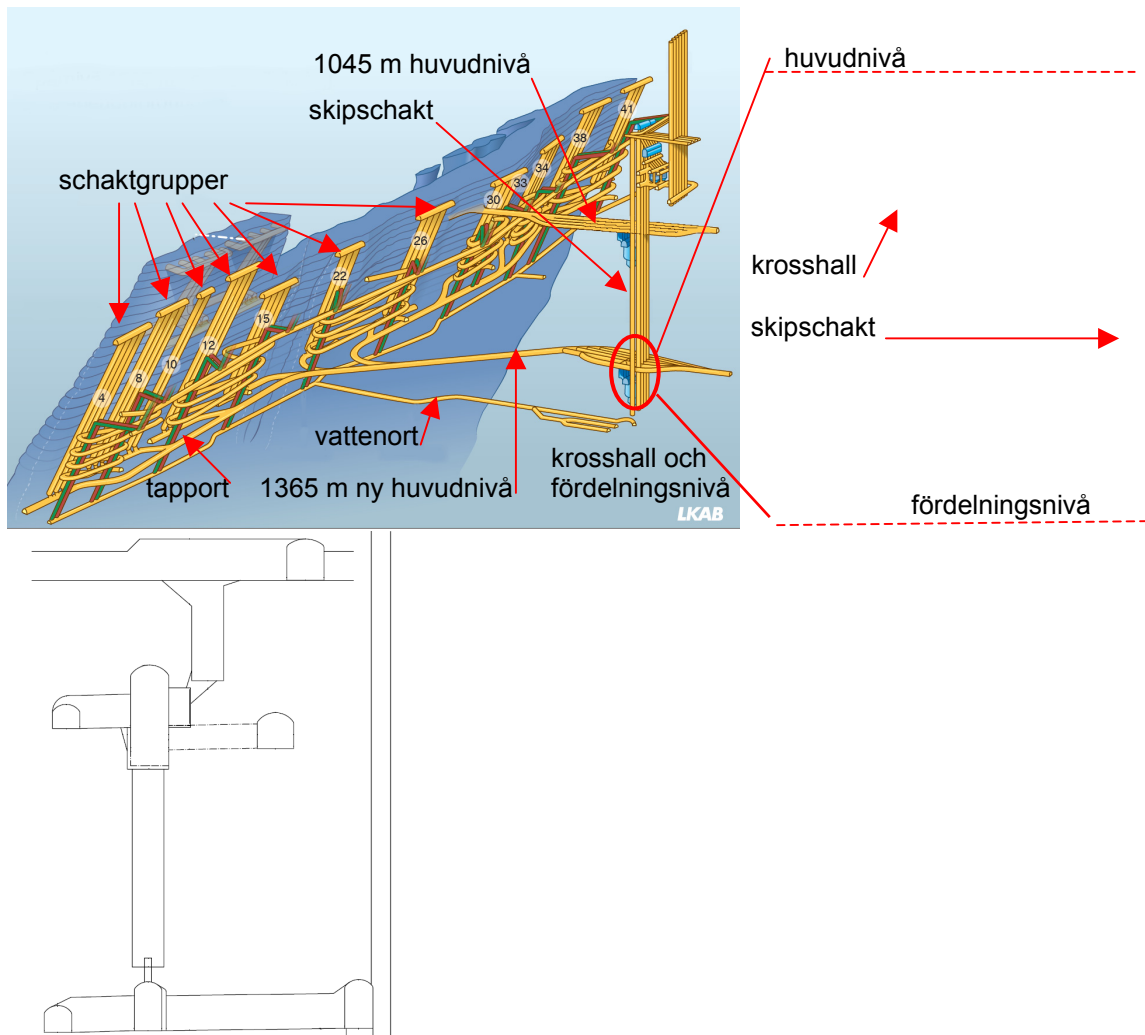
Figur 1 Skivrasbrytning i Kiirunavaara: skiss över huvudnivåer, där transport av malm till krossanläggningar sker, samt uppfodringssystem.

*Sublevel cave mining in Kiirunavaara — principal sketch showing main haulage levels for transport of ore to crushers, and hoisting system.*

Malmkroppen i Kiirunavaara är skivformig, ca 4000 m lång och i medeltal 80 m bred (något kortare och bredare på större djup). Malmen stryker nästan N-S och stupar ca 60° mot öst. Under 2008 bröts ca 28 miljoner ton järnmalm i gruvan. Utbruten malm transporteras till bergschakt för transport ner till huvudnivån där den lastas på tåg i tappor. Med tåg transporteras malmen till ett nytt (kort) schakt som leder ner till krossanläggningen där den brutna malmen finfördelas. Under varje kross finns en krossficka som mynnar på fördelningsnivån där malmen kan styras till olika skipschakt för vidare transport upp till markytan där förädling sker, se Figur 2.

Dagens huvudnivå ligger på avv 1045 m i gruvans koordinatsystem. För närvarande pågår projektering för nästa huvudnivå planerad till avv 1365 m. Den nya huvudnivån benämns KUI 1365 och är belägen på ca 1200 m djup under markytan. Huvudnivån beräknas kunna tas i drift år 2012, och med en planerad livslängd på 15-20 år.





Figur 2 Schematisk bild över gruvanläggningars placering.  
*Schematic figure showing the location of mine excavations.*

För en huvudnivå med lång driftstid ställs höga krav på bergstabilitet under hela livslängden. Höga initiala bergspänningar förväntas i läget för nya huvudnivån. I takt med att brytningen fortsätter nedåt kommer anläggningar på huvudnivån nära malmkroppen att utsättas för ökande bergspänningar då brytningen närmar sig. Storleken på de ökande bergspänningarna varierar beroende på avstånd och läge relativt brytningsfronten. Planerade anläggningar på huvudnivån måste dimensioneras att klara de högsta belastningarna under hela livslängden. Tidigare utförda beräkningar i förprojekteringsskedet (Sjöberg & Malmgren, 2007) identifierade potentiella stabilitetsproblem och visade på nödvändigheten att göra mer detaljerade, tredimensionella analyser av vissa kritiska anläggningar. Detta gäller tapporter, krosshall och fördelningsnivå, vilka är geometriskt komplexa men också kritiska vad gäller funktion för hela huvudnivån. I denna artikel beskrivs tredimensionella, numeriska spänningsanalyser som utförts för dessa anlägg-

ningar, i syfte att identifiera potentiella bergmekaniska problem samt ge bergmekaniska rekommendationer på layout av dessa anläggningar.

## 2 METODIK

Analyserna har utförts med en global-lokal modellansats enligt samma metodik som nyttjats för tidigare analyser av anläggningar på KUJ 1365 (Sjöberg & Malmgren, 2007; 2008). Värden på de primära (före brytning) bergspänningarna hämtades från Sandström (2003). Spänningar till följd av skivrasbrytningen beräknades med en global tvådimensionell modell. Dessa spänningar ansattes som randspänningar till respektive lokal tredimensionell modell över tapport, krosshall och fördelningsnivå för att analysera spänningsomlagringarna runt dessa.

Beräkningar gjordes för olika lastfall motsvarande drivning av anläggningen samt det eller de brytningslägen som uppskattats som mest kritiska med avseende på spänningar. För anläggningar nära malmen (tapport) motsvarade detta läget då skivrasbrytning sker på skivorna närmast ovanför tapporten. För anläggningar på stort avstånd från malmen (krosshall och fördelningsnivå) uppkommer det mest kritiska lastfallet vid drivning av anläggningen (med fortsatt brytning sker en reducering av spänningarna), se Sjöberg & Malmgren (2007).

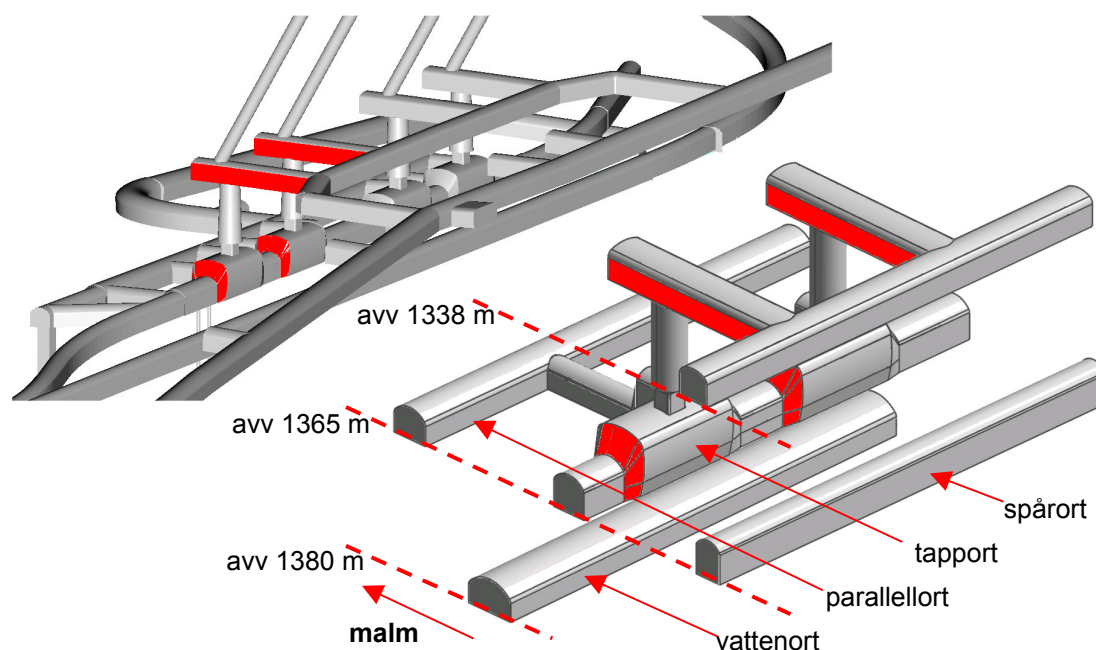
Analyserna utfördes med hållfasthetsvärden som i Malmgren & Sjöberg (2007) antagits vara typiska respektive låga för bergmassan i Kiirunavaara. Dessa värden uppskattades via bergmasseklassificering och Hoek-Browns empiriska brottkriterium samt jämförelser med observationer i gruvan. Såväl linjärelastisk som idealplastisk (Mohr-Coulomb) materialmodell nyttjades, eftersom spänningar överskridande bergmassans hållfasthet förväntades närmast anläggningarna. Beräkningsresultaten utvärderades med avseende på sekundärspänningar och plasticering runt anläggningarna. I detta arbete studeras endast spänningsinducerade brott. Strukturstyrda brott (blockutfall etc) har behandlats tidigare (Sjöberg & Malmgren, 2007). Endast kontinuumanalyser utfördes (inga sprickor explicit inkluderade i beräkningsmodellerna).

För beräkningarna användes det tredimensionella finita differens-programmet  $FLAC^{3D}$ . Valet av  $FLAC^{3D}$  motiverades av att beräkningsalgoritmen bedömdes som robust för plastiska beräkningar. En svaghet med  $FLAC^{3D}$  har varit svårigheten att simulera komplicerade geometrier, vilket i viss utsträckning även hindrat dess tillämpning på denna typ av problem. Idag finns en pre-processor tillgänglig, bestående av CAD-programmet *3DShop* och nätgeneratorn *KUBRIX*. *3DShop* medger att mycket komplexa geometrier skapas medan *KUBRIX* genererar beräkningsnät för dessa geometrier. Beräkningsnätet kan byggas med antingen hexaeder- eller tetraederelement, vilka båda kan hanteras av  $FLAC^{3D}$ . När modellen byggs direkt i beräkningsprogrammet  $FLAC^{3D}$  används hexaederelement. Tetraederelement gör det dock lättare att representera en komplex geometri med såväl konkava som konvexa ytor, jämfört med då endast hexaederelement används. För tetraedriska element finns en ny beräkningsalgoritm för plastiska analyser,

s.k. "Nodal Mixed Discretization" (Detournay & Dzik, 2006), vilken kompenserar för det överstyva beteende som tetraedriska element normalt ger vid plastiskt flöde.

### 3 GEOMETRIER OCH BERÄKNINGSMODELLER

De geometrier för tappgrupp, krosshall och fördelningsnivå som skapades med *3DShop* visas i Figur 3 t.o.m. Figur 5. Symmetriplan utnyttjades i samtliga fall för att minska modellstorleken.

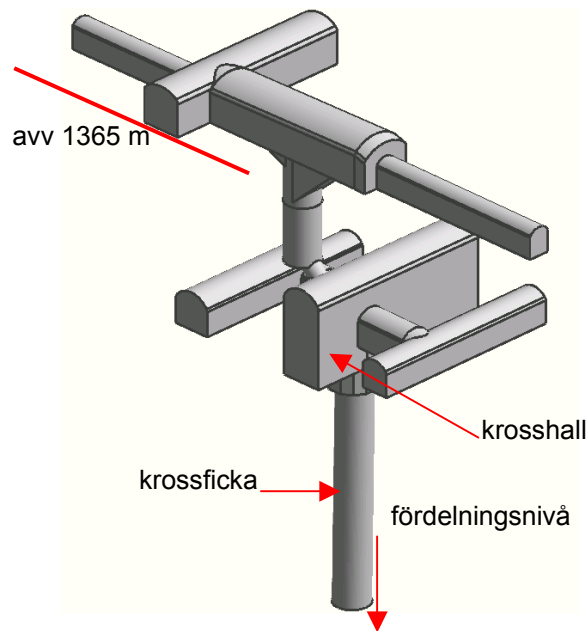


Figur 3 Planerad layout (t.v.) och analyserad del av geometri för tappgrupp (t.h.) på KUJ 1365, visad som solidmodeller i *Microstation* respektive *3DShop*.

*Planned layout (left) and analyzed portion of geometry for chute drifts (right) at KUJ 1365, shown as solid models in Microstation and 3Dshop respectively.*

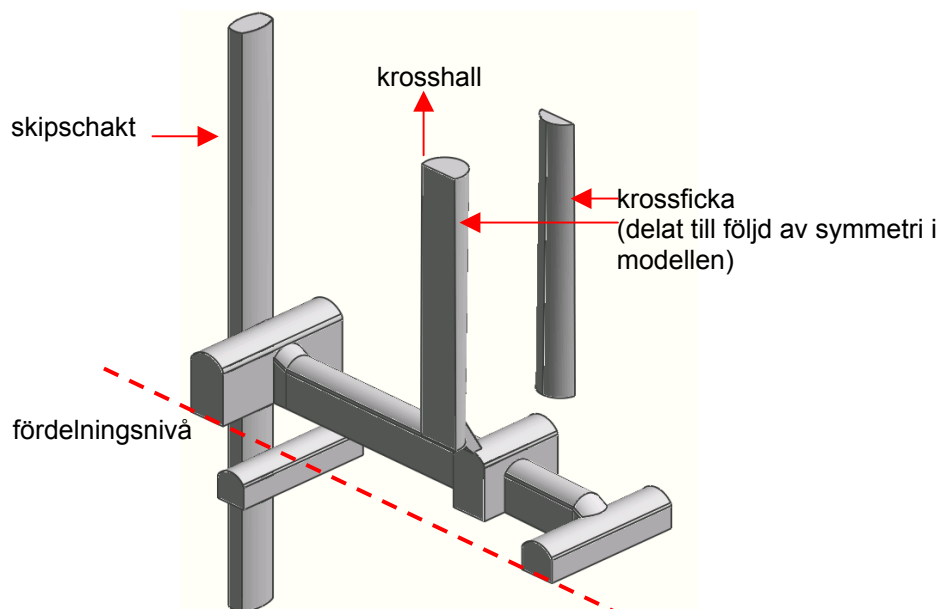
En jämförelse mellan olika elementtyper utfördes för att utröna huruvida val av elementtyp påverkar beräkningsresultaten. Tre olika modeller analyserades: (i) en modell som genererats i *FLAC<sup>3D</sup>* på konventionellt sett med hexaederelement, (ii) en modell som genererats i *3DShop* och *KUBRIX* med hexaederelement och (iii) en som genererats i *3DShop* och *KUBRIX* med tetraederelement. Analyserna visade att beräkningsresultaten med avseende på plasticering och spänningar inte skiljde sig nämnvärt mellan de olika modellerna. Utbredning av plasticerade zoner och magnitud på spänningar var likartade för alla tre fallen. I Figur 6 nedan illustreras beräkningsnätet för tappgruppen i

den slutliga  $FLAC^{3D}$ -modellen. Liknande modeller konstruerades för krosshall och fördelningsnivå.

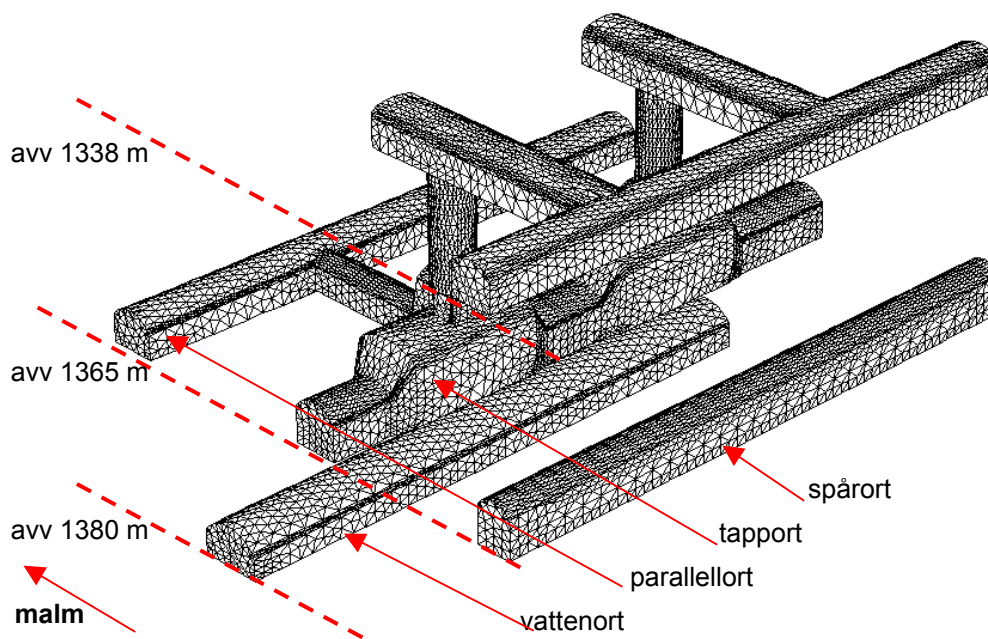


Figur 4 Geometri för analyserad del av krosshall och anslutande anläggningar på KUJ 1365, visad som solidmodell i 3DShop.

*Geometry for analyzed portion of the crusher chamber and adjacent excavations at KUJ 1365, shown as a solid model in 3DShop.*



Figur 5 Geometri för analyserad del av fördelningsnivå och anslutande anläggningar på KUJ 1365, visad som solidmodell i 3DShop.  
*Geometry for analyzed portion of the distribution level and adjacent excavations at KUJ 1365, shown as a solid model in 3DShop.*

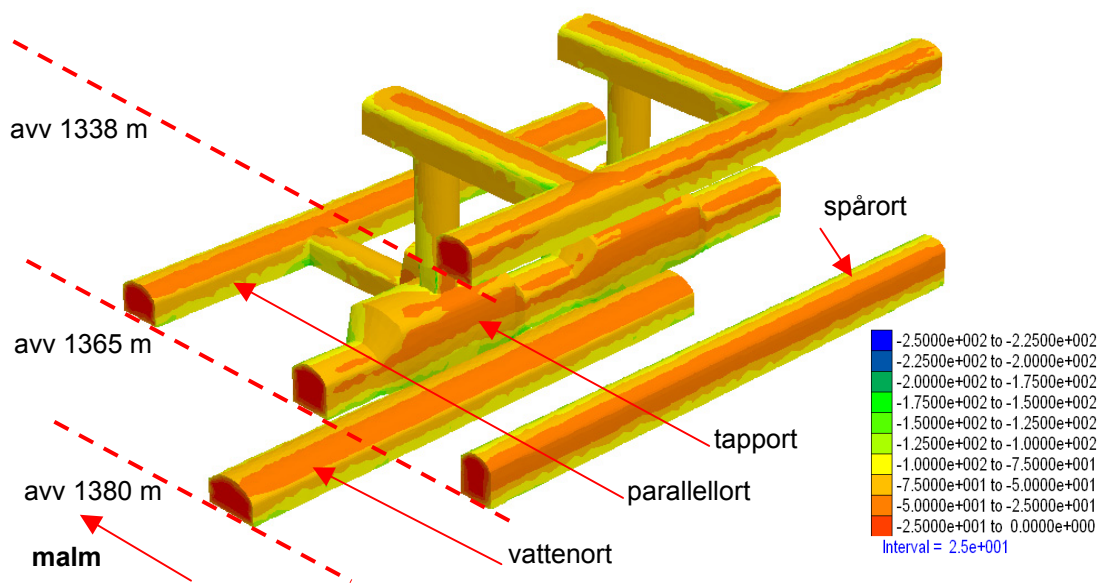


Figur 6 Beräkningsnät i  $FLAC^{3D}$  för tappgrupp på KUJ 1365.  
*Element mesh for  $FLAC^{3D}$  model of chute drift at KUJ 1365.*

#### 4 RESULTAT

Inledande preliminära beräkningar för tappgruppen visade att samverkande zoner med plasticering kunde förväntas mellan orter i föreslagen layout. För tappgruppen analyserades därför två olika layout-förslag, varvid rekommendationer för mest gynnsam layout kunde ges. De layout-förslag som analyserades var dels en modell där avståndet mellan parallellort och tapport ökades med 10 m relativt föreslagen ursprunglig layout och dels en modell där avståndet mellan spårort och tapport ökades med 10 m relativt föreslagen ursprunglig layout.

De mest kritiska delarna av tappporten bedömdes, utifrån de elastiska analyserna, att vara i väggen vid anslutningarna till tvärorterna samt i anfang på sidan från malmen där modellen var särskilt avlastad, se Figur 7. Ytterligare en kritisk del är runt nedkommande schakt från ovanliggande nivå, där höga tryckspänningar och stora avlastade områden ligger tätt inpå varandra.



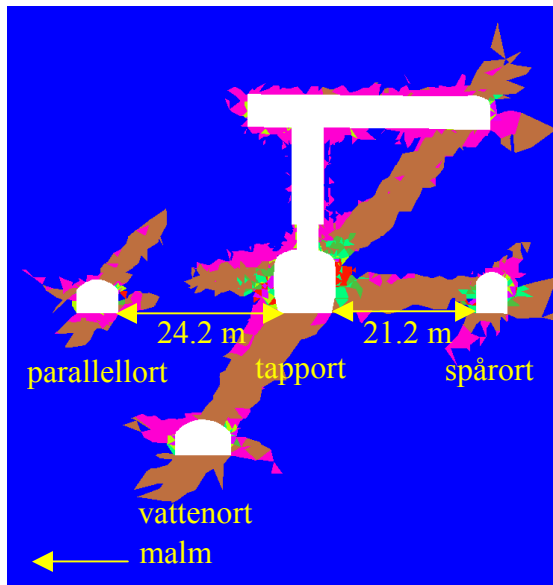
Figur 7 Beräknad största huvudspänning för elastisk analys och för modell där parallellorten är flyttad 10 m bort från tappgruppen jämfört med ursprunglig layout (tryckspänningar negativa).

*Calculated major principal stress for elastic model in which the parallel drift is moved 10 m away from the chute drift relative to the original layout (compressive stresses are negative).*

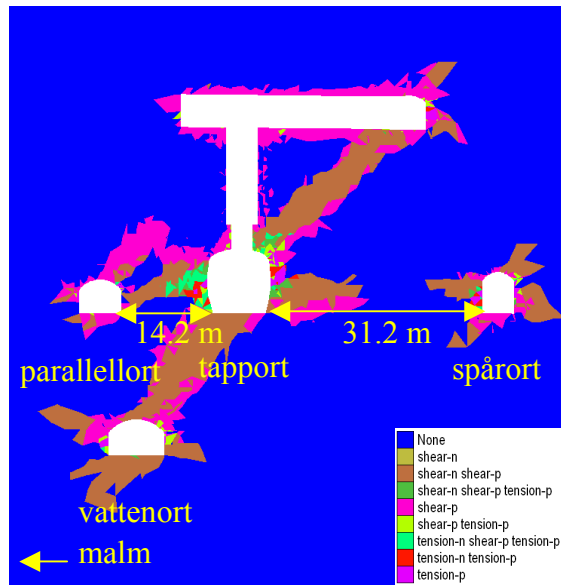
Analysresultaten visade, för båda layout-förslagen, att vid drivning av tappgruppen förväntas inga stabilitetsproblem uppstå. Tappgruppen anses vara stabil då endast ett fåtal element i hela modellen plasticeras. För båda layout-alternativen indikerade dock modellerna att stabilitetsproblem kan förväntas vid det mest kritiska brytningsläget (då skivrasbrytning sker på nivån ovanför tappgruppen). Resultaten visade att en omfattande plasticering kan förväntas mellan tappporten och omgivande orter såväl som mellan tappporten och ovanliggande nivå (avv 1338 m). Detta var särskilt markant för de lägre hållfasthetsvärdena, se Figur 8. Plasticering är en indikation på att bergmassan är skadad, men behöver inte betyda att kollaps eller ens att mindre utfall sker. En mer omfattande plasticering betyder dock att en stor zon i bergmassan påverkas och därmed kan behöva stabiliseras med någon typ av förstärkning.

För det fall då avståndet mellan respektive ort och tappporten ökades, uppstod ingen samverkan (med avseende på plasticering) mellan dessa orter, vilket det gjorde då respektive ort var placerad enligt ursprunglig layout. I Figur 8 visas att samverkan och utbredning av plasticerade zoner blir mindre då orterna (parallellort respektive spårort) flyttas bort från tappporten relativt ursprunglig layout.

a)



b)



Figur 8 Plasticering runt tappgruppen, vid det mest kritiska brytningsläget och låga hållfasthetsvärden på bergmassan. Vertikalt snitt genom tapporten: a) parallellort flyttad 10 m bort från tapporten och b) spårorten flyttad 10 m bort från tapporten.

*Yielded zones around the chute drift for the most critical loading case and low rock mass strength values. Vertical cross-section through the chute drift: a) parallel drift moved 10 m from the chute drift, and b) transport drift moved 10 m from the chute drift*

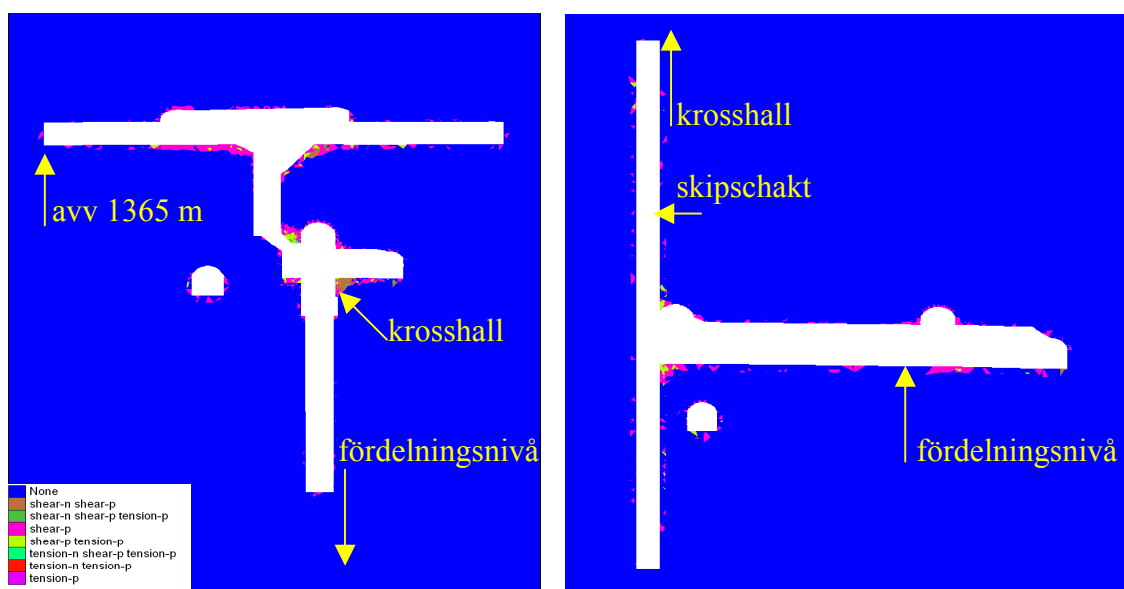
För att verifiera ingångsparametrar och modellansats, utfördes 2D-analyser på en tapport belägen på nuvarande huvudnivå (avv 1045 m). Analyserna utfördes med randspänningar motsvarande dagens situation i gruvan (med brytning på avv 907 m och avv 935 m) samt med randspänningar motsvarande framtida brytning på avv 1022 m, vilket kommer att bli ett kritiskt lastfall för dagens tappgrupper. Analyserna utfördes med samma hållfasthetsvärden som 3D-analyserna ovan. Resultaten (med avseende på plasticering), jämfördes med skadekarteringar från tappgrupper på dagens huvudnivå (avv 1045 m).

Skadekartering från tappporter på dagens huvudnivå visar på måttlig omfattning av smällberg, utfall och uppsprickning i hela tapporten. (Malmgren, Sjöberg & Krekula, 2008). Både modellanalyserna och skadekarteringen visar på plasticering respektive skador runt hela orten, av ungefär likartad omfattning. Beskrivningen som ges av skadekarteringen kan antas motsvara resultaten från de numeriska analyserna med avseende på utbredning och omfattning i bägge analysfallen (typiska och låga hållfasthetsvärden). Tidigare jämförelser mot observerade skador i fältorter (Sjöberg & Malmgren, 2007) visade dock på bättre överensstämmelse för fallet med typisk hållfasthet. Sammantaget



tyder detta på att såväl nyttjade indata som använd modellansats är rimliga. För det mest kritiska belastningsfallet, motsvarande skivrasbrytning på avv 1022 m uppkom omfattande plasticering som sträcker sig betydligt längre in i bergmassan än tidigare (nuläge). En omfattande plasticering för tapporter på KUJ 1365 är därför också trolig, precis som 3D-modellerna indikerar.

Analyserna för planerad layout av såväl krosshall som fördelningsnivå visade att risken för stabilitetsproblem på grund av bergspänningar är liten. Någon anledning att ändra planerad layout föreligger inte då utbredningen av plasticerade zoner är begränsad, både vid anläggning och vid mer kritiska brytningssteg, se exempel i Figur 9. Det förekom inte heller någon samverkan mellan olika anläggningsdelar eller större sammanhängande volymer av plasticerade zoner för någon av anläggningarna.



Figur 9 Plasticering runt: a) krosshall och b) fördelningsnivå, vid det mest kritiska brytningsläget och låga hållfasthetsvärden på bergmassan.

*Yielded zones around: a) crusher chamber, and b) distribution level, for the most critical loading case and low rock mass strength values.*

## 5 SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Resultaten från analyserna visade att inga stabilitetsproblem kan förväntas vid drivning av tappgruppen. Vid senare, mer kritiska brytningssteg finns dock en bedömd risk för instabilitet för denna anläggning. Analyserna visade på omfattande plasticering mellan tapporten och omkringliggande anläggningsdelar för dessa brytningssteg. De jämförelser som gjorts för att verifiera val av värden på ingångsparametrar och den global-lokala modellansatsen (modellanalys av befintlig tappgrupp på avv 1045 m och jämförelse med skadekartering) visade att använd metodik kan anses verifierad.



Ett förslag att ändra ursprunglig layout togs fram, innefattande att öka avstånden mellan parallellort och tapport samt spårort och tapport. Analyserna visade att samverkan mellan anläggningsdelarna blir mindre då orterna (parallellort respektive spårort) flyttas bort från tapporten relativt ursprunglig layout. Detta gäller särskilt i de områden där berg med lägre hållfasthet kan förväntas. Detta förslag har anammats i projekteringsarbetet och i slutlig layout har avstånden mellan dessa orter ökats.

För såväl krosshall som fördelningsnivå visade analyserna på liten risk för stabilitetsbrott orsakade av bergspänningar. Begränsad plasticering både vid drivning och vid mer kritiska brytningssteg kan förväntas. Inga layoutförändringar krävs.

Användandet av en pre-processor till beräkningsprogrammet underlättade skapandet av komplexa tredimensionella geometrier och beräkningsmodeller. CAD-programvaran som nyttjades (*3DShop*) upplevdes dock ha en del problem med inbyggda mjukvarufel. Om dessa fel rättas till, eller ett bättre utvecklat CAD-program används, kommer arbetet med att skapa komplexa geometrier att underlättas ytterligare. Att nyttja en global-lokal modellansats för de tredimensionella analyserna bedöms vara verifierad och arbetsmetodiken anses vara användbar även framöver i kommande analyser.

## ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Arbetet som presenteras i denna artikel utgör en del av projekteringen för KIJ 1365. Projekteringen bedrivs och finansieras i sin helhet av LKAB.

## REFERENSER

Detournay, C. & Dzik, E. 2006. Nodal Mixed Discretization for tetrahedral elements. *Proceedings 4th International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics* (eds. Hart, R. & Varona, P.), Paper: 07-02, ISBN 0-976577-0-2.

Itasca. 2006. *FLAC<sup>3D</sup>. Version 3.10. Manual*. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.

Itasca. 2008. *3DShop. Version 2.8.2. Manual*. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc. (tillgänglig on-line: [http://itascacg.com/pdf/flac/f3dmanual\\_3dshop.pdf](http://itascacg.com/pdf/flac/f3dmanual_3dshop.pdf))

Malmgren, L., Sjöberg, J. & Krekula, H. 2008. *Brytning mot och under KIJ 1045 – bergmekanisk nulägesanalys*. LKAB Utredning 08-711, 2008-01-11.

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

Sjöberg, J. & Malmgren, L. 2007. Ny huvudnivå i Kiirunavaara – bergmekaniska utmaningar och analyser. *Föredrag vid Bergmekanikdag (Stockholm, 12 mars 2007)*. Stockholm: SveBeFo.

Sjöberg, J. & Malmgren, L. (2008). Application of global-local modeling to mining rock mechanics problems. *Proceedings 1st International FLAC/DEM Symposium (Minneapolis, August 25–27, 2008)*, pp. 351–358. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.

# SÄTTNINGAR I HÄNGVÄGGEN I KIIRUNAVAARA-GRUVAN

## Hangingswall Subsidence at the Kiirunavaara Mine

*Tomás Villegas, Luleå University of Technology, University of Sonora*  
*Erling Nordlund, Luleå University of Technology*

### Sammanfattning

Ända sedan man börjat använda skivrasbrytning som brytningsmetod vid gruvan i Kiirunavaara har storskaliga sättningar på markytan uppstått. Sättningarna påverkar delar av centrala Kiruna, järnvägen samt en kraftstation. Deformationerna i hängväggen karakteriseras av kontinuerliga och diskontinuerliga sättningar. Sättningarna mäts periodvis med flera övervakningsmetoder samt genom kartering av sprickor på markytan. Detta arbete presenterar en sammanfattning av tidigare studier som gjorts med avseende på hängväggens sättningar. Även de senaste resultaten som presenterats i en licentiatavhandling vid Luleå tekniska universitet ingår. Denna studie ökar förståelsen för hur sättningarna utvecklas samt vad som kan förväntas ske i framtiden.

### Summary

Large scale surface subsidence has been experienced at the Kiirunavaara mine since sublevel caving was implemented as the mining method. Surface disturbances are affecting part of the City of Kiruna, the railway, and the power station. Continuous and discontinuous subsidence characterizes the hangingwall deformation. The subsidence is periodically monitored using surveying techniques and mapping of surface cracks. In this work a review of previous subsidence studies was carried out including the last results presented in a Licentiate Thesis at Luleå University of Technology regarding the hangingwall subsidence. This review certainly helped the understanding of how subsidence has been evolved and what could be expected in the future.

### 1. Introduction

The Kiirunavaara iron ore mine is located to the west of Kiruna City in northern Sweden about 180 kilometres north of the Arctic Circle. The mine is owned and operated by Luossavaara-Kiirunavaara AB, LKAB. The tabular orebody is 5 kilometer long and its average thickness is 80 m. The orebody strikes nearly north-south, dipping 50° to 60° to the east and lies between a thick sequence of trachyandesitic and trachytic volcanic rocks, mostly lavas in the footwall side and rhyodacitic volcanic rocks, mostly pyroclastics on the hangingwall side.

The mining started as an open pit operation. Since 1957 sublevel caving has been the mining method (Gustafsson, 1981). The orebody is developed in progressive sublevels

at regular vertical spacing (28.5 m). Cross-cuts are developed across the orebody from the footwall to the hangingwall where the ore is drilled and blasted (see Figure 1). The broken ore is mucked at the draw points (at the end of each cross-cut) It is then transported to the ore passes and finally ends up at the haulage level where it is transported to the primary crusher and finally hoisted to the ground surface. All the access and mine infrastructure are located in the footwall. The hangingwall fails, cave, and subside by the effect of the gravity and induced stresses when the broken ore is drawn. As a result the surface profile is affected by subsidence, impacting civil and mine infrastructure. The mine induced subsidence is of a great concern for LKAB. Therefore the company has been supporting research to increase the understanding of the future subsidence phenomenon.

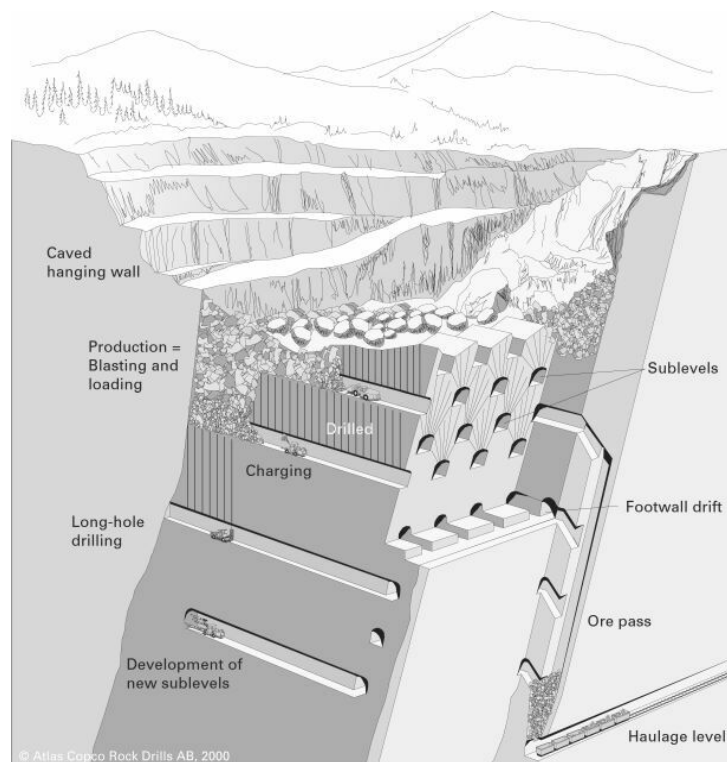


Figure 1 Sublevel caving mining (Atlas Copco, 2000).

## 2. Subsidence

Due to progressive deformation, the hangingwall is progressively failing. The most likely factors that determine the shape, size and extent of disturbances are as follows (Kvapil, 1992):

- Inclination of the orebody
- Geometry of the orebody
- Depth of the bottom level of future underground mining
- Height of the caved rock
- Strength of the rock masses

The first visual effect of the hangingwall failure is a crack that develops to a large tension crack or a step. The block or wedge formed by the failure consists of a “semi-intact” rock mass that is progressively fragmented by the caving. Two types of surface subsidence can be observed on the hangingwall surface – discontinuous and continuous subsidence. Discontinuous subsidence is characterized by large tension cracks, steps or large vertical displacement over limited surface areas. Tension cracks are formed by extension strain with a tendency to develop along sub-vertical discontinuities striking parallel to the orebody. Steps, which started as tension cracks, define the extension of failed wedges or blocks. On the other hand, continuous subsidence is characterized by a smooth lowering of the ground surface and may show only elastic deformation or continuous non-elastic strain where minor cracks may appear. Both types of subsidence have been observed in the hangingwall at the Kiirunavaara mine where the surface area has been traditionally divided in three deformation zones (Herdocia, 1991; Lupo, 1996) –caved zone, fractured zone and continuous deformation zone- as is shown in Figure 2.

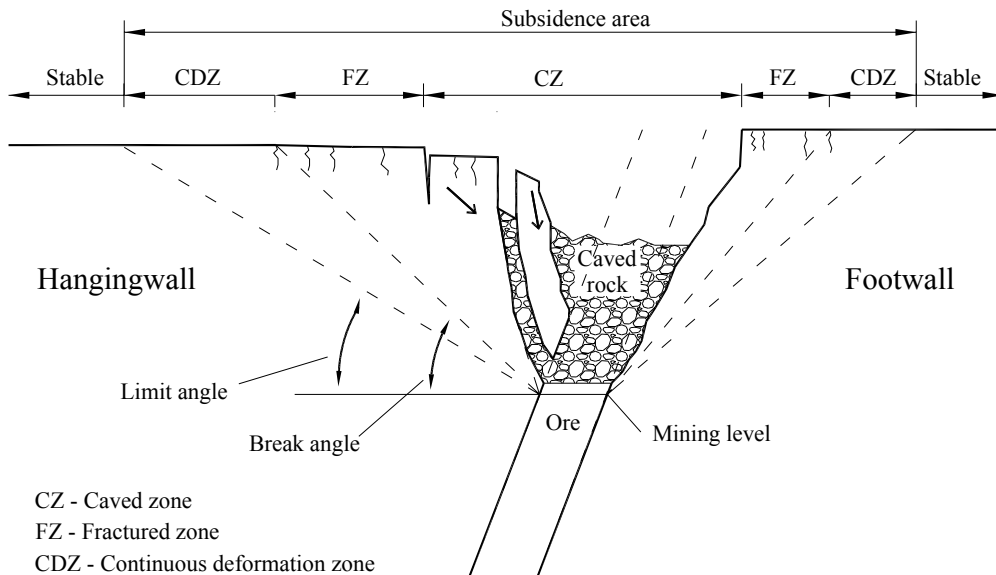


Figure 2 Surface deformation zones resulting from sublevel caving (Villegas, 2008).

The limit of the subsidence area is defined by the limit angle which is the angle measured from the horizontal to a straight line drawn from the extraction level to the farthest point on the surface where subsidence can be detected. GPS measurements are performed periodically on the hangingwall and foot wall of the orebody. An accumulated 2 cm of horizontal displacement is used in the mine to determine the point of “indicated movement”. The break angle, which is the angle measured from the horizontal to a straight line drawn from the extraction level to the farthest surface crack, defines the limit between the continuous deformation zone and the fractured zone. In the past the break angle was used to indicate the limit of the hangingwall failure (Herdocia,

1991; Lupo, 1996). The fracture zone can be regarded as a transition zone where subsidence changes from continuous to discontinuous manner. For simplicity the caved zone can be located by drawing a vertical line from the actual mining level to the ground surface.

At the beginning of the underground mining, the subsidence area was defined by the break angle because the continuous deformation zone was not significant. However, the continuous deformation zone has become a greater part of the subsidence area with increasing mining depth (Lupo, 1996). Apparently, surface subsidence is tending to behave more in a continuous manner rather than discontinuous because as the hangingwall is undercut and an increasing amount of rock mass is influenced.

### **3. Physical modelling**

Due to the large scale of the hangingwall the failure can be very complex involving a complex mixture of structural and non-structural failures. Physical modelling has been one of the tools used to analyze complicate scenarios such as those presented for sublevel caving. One of the most successful modelling attempts for the hangingwall at the Kiirunavaara mine was obtained by Stephansson et al (1978). Based on the results they concluded that an appropriate break angle for prediction purposes was 60 degrees. However, it could vary under the influence of discontinuities and become as low as 50 degrees. The resulting failure mode was a combination of shear and toppling. Two and three-dimensional models were built including different number of joint sets with different geometrical conditions. The number of joint sets and their orientation with respect to the orebody affected the failure mode and subsidence. Toppling was the main failure mode when a persistent joint set parallel to the orebody was included in the model. On the other hand, a combination of shear and toppling was found by adding two persistent joint sets mutually perpendicular. In addition, caved rock was also considered in some of the models. For instance, one of the physical models is compared with a numerical model in Figure 3. Figure 3(a) shows the failure surface in a two dimensional numerical model (Villegas and Nordlund, 2008a) which was built with a finite element code (PHASE2). In section 5 is described the criteria used to define the failure surface in this model. Figure 3(b) shows a 2D physical model with caved material and 5 joint sets. Good agreement of the failure surface can be seen in both models.

In the three-dimensional physical models, a complex type of step failure was observed where fractures propagate along a sub-vertical joint set striking oblique to the axis of the orebody. A joint set parallel to the orebody connects these sub-vertical fractures (Figure 4). This type of failure has been observed and mapped in the field in the northern part of the Hangingwall (Villegas, 2008).

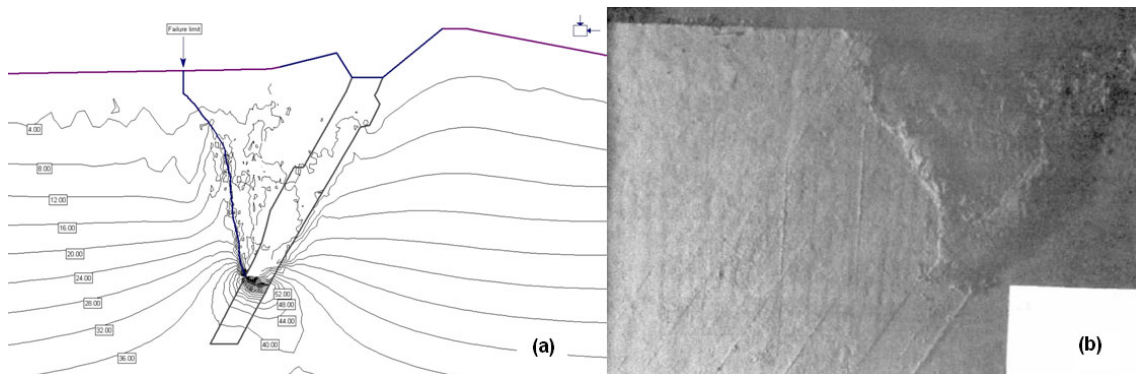


Figure 3 Failure surface: (a) numerical analysis (Villegas and Nordlund, 2008a) and (b) physical model (Stephansson et al, 1978).

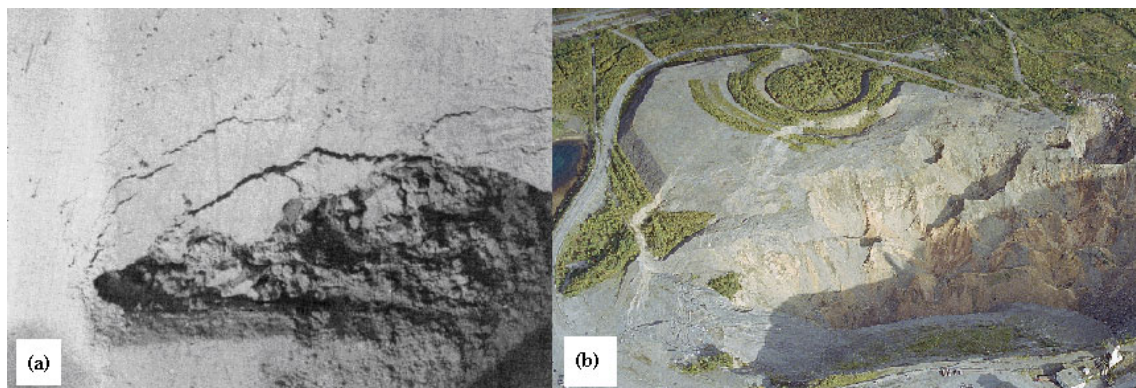


Figure 4 (a) 3D physical model (Stephansson et al, 1978); (b) aerial photograph of the northern portion of the Kiirunavaara mine (2005).

#### 4. Limit Equilibrium Analysis

Progressive caving of the hangingwall is the result of the mining of steeply dipping orebodies by using sublevel caving method. The hangingwall, under this condition, was envisioned by Hoek (1974) as a rock slope in which the toe is undercut. Due to the undercutting the hangingwall fails. Assuming that a plane of shear failure is formed from the undercut which is connected to a tension crack, Hoek (1974) developed a limit equilibrium method for stability analysis adding the effect of the caved rock during static conditions. Later, the model was modified by Brown and Ferguson (1979) to take in consideration water pressure in the failure surface and a tension crack. Finally, the method was extended by Lupo (1996) and applied to Kiirunavaara mine to make prognoses of future break angles. In his analyses it was assumed that tractions develop against the stability of the hangingwall and footwall by the movement of the caved rock during draw. By performing back analysis the rock mass strength was determined and then future break angles were predicted. The results were significantly influenced by the level of caved rock and the strength of the rock mass. According to Lupo's work, the break angle decreases with mining depth and approach an asymptote. It means that after certain depth the break angle is almost constant. Similar tendency was observed by Herdocia (1991) for different sections of the hangingwall.

Hustrulid (1991) stated that the surface cracking patterns observed on of the hangingwall at the Kiirunavaara mine were similar to those observed on unsupported slopes of highly fractured rock mass. Thus, he carried out limit equilibrium analyses assuming circular shear failure. The calculated break angles showed that as the mining deepens, the break angle decrease. This finding agrees with those obtained when a planar failure was assumed.

In these studies the models were calibrated assuming that the cracks observed on the ground were connected to the failure surface. However, it is not clear which criterion was used when choosing the crack representing the end of the failure surface. In addition, since the hangingwall experiences large deformation before failure occurs, it can be expected that during failure the rock mass strength is close to the residual value. Therefore it is likely that the back-calculated rock mass strength was underestimated.

## **5. Numerical Analysis**

In numerical methods, neither the shape nor the location of the failure surface is pre-defined, the rock mass is deformable and the models are developed in shorter time and at a lower cost if they are compared with physical models. The main problem with numerical methods applied to the hangingwall at the Kiirunavaara mine is how to simulate caving and the caved rock. The earliest models did not consider caved rock (Stephansson et al, 1978; Singh et al, 1993) and therefore significant tensile forces were observed in the results. Later, Lupo (1999) proposed a new approach using a plastic model in a finite difference program, FLAC. In this approach the failed rock mass was converted into caved rock and then replaced by equivalent horizontal and vertical tractions, which were applied as distributed pressures along the entire mined void. The results indicated that a wedge-like failure occurs in the hangingwall similar to that stated by Hoek (1974). Another approach was used by Sjöberg (1999) who included in the same model hangingwall, footwall and caved rock. The caved rock was modelled as a material with very low stiffness and even lower for the zone representing the active mining level. With this model the caved rock could experience large displacements and create shear forces on the walls by the relative displacement. The result showed that circular failure in the footwall is likely to occur only for low rock mass strength but in the hangingwall side the results were not satisfactory. Recently a new model has been proposed by Villegas and Nordlund (2008a) using an elastic-brittle-plastic material in the finite element program PHASE2. The caved rock was explicitly simulated by changing the material properties of the overlying rock of the undercut level. The empty space (air gap) added in the model allowed large displacements that induce the failure. Otherwise, the failure will be inhibited by the pressure of the caved rock. The steps of the mining sequence are as follows:

1. The ore block closest to the hangingwall is extracted.
2. The adjacent ore block on the same level is extracted. At the same time the previously mined block is filled with caved rock and the first overlying block of



the hangingwall is replaced with empty space to simulate the air gap. The air gap and the mined block are then filled with caved rock.

3. The mining is advanced to the next level while the air gap is advanced vertically up to the next block in the hangingwall. When caving reached the ground surface, the surface profile was adjusted to be in agreement with the actual level of the caved rock in the field.

Two sections of the mine, with different rock mass strength, were analyzed with this model. The shape of the failure surface was determined by using three different criteria –yielded elements, shear strain and a critical vertical displacement (CVD). The CVD was determined as is described in section 6. Once determined the failure surface the break angles were estimated in both sections. The resulted break angles converged to the same interval, 64-65 degrees, after the mine level 900 m as can be seen in Figure 5. In this figure the break angles calculated from the model can be compared with the values obtained in the field. The break angle variations, showed by the numerical model, are related to changes in the thickness of the orebody. On the other hand, the limit angle, which was determined using the limit of yielded element on the ground surface in the model, seems to be influenced by the rock mass strength. The limit angles after the mine level 800 m were 35 degrees for the section with lower rock mass quality and 41 degrees for section with higher rock mass quality. The model showed limitations to analyze the effect of major structures on the final displacement.

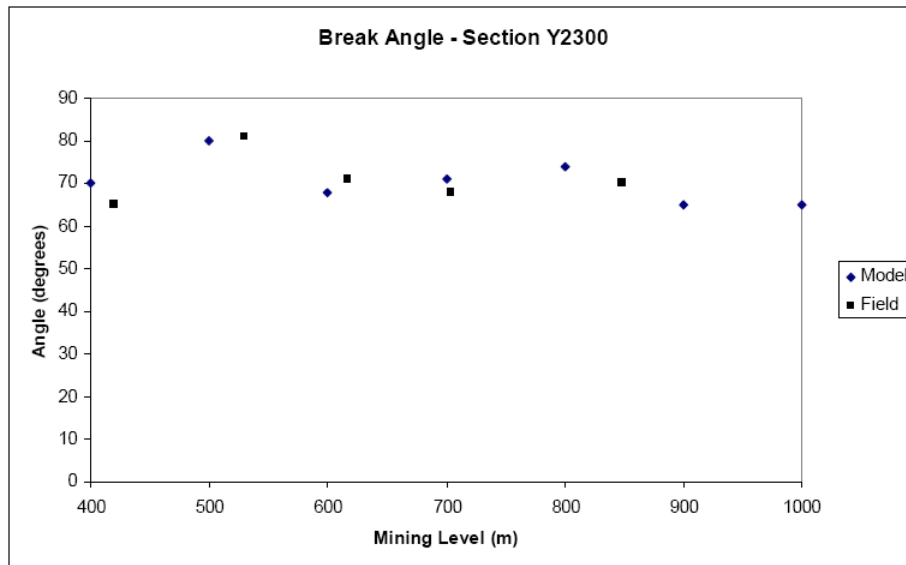


Figure 5 Break angle at different mining depths for the mine section Y2300 (Villegas and Nordlund, 2008a).

The PFC2D program, which is a two-dimensional particle flow code, was also used by Villegas and Nordlund (2008b) to analyze the interaction between the hangingwall, the footwall and the caved rock at the Kiirunavaara mine. This program is able to simulate crack development and propagation which helps to mimic caving and gravity flow. The mechanical behaviour of the rock mass is simulated by adding discontinuities to an

assembly of densely packed circular particles bonded at the contact points. The particles follow simple constitutive relations on a micro scale that produce a response on the macro scale similar to that observed in the lab for intact rock and in the field for rock masses. The model was run only for one section of the mine and the results indicated that the caved rock located above the undercut level moves vertically downwards, thus creating a depression in the surface profile. A second movement at the surface also occurred where the caved rock moves almost horizontally towards the depression (Figure 6). The movement of the caved rock and the backfill during draw decrease their support to the footwall and the hangingwall but do not increase the shear forces on the footwall side significantly. This could indicate the formation of a stationary zone. Therefore, the assumption that the shear force increases on the footwall side during draw could overestimate the driving forces.

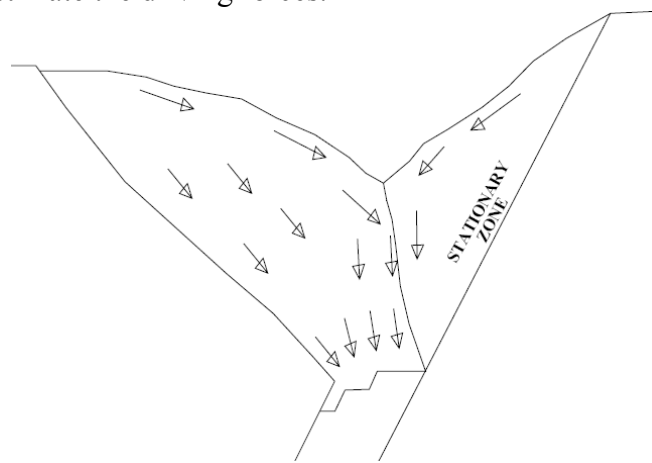


Figure 6 Caved rock movements during draw (Villegas and Nordlund, 2008b).

## 6. Time dependent behaviour

The time dependent deformation behaviour of the hangingwall has been determined by analyzing surveying data from a network of stations located along the hangingwall (Villegas, 2008). Today, the displacement of 249 surveying stations are measured annually using a GPS system with an accuracy of 5 mm in horizontal direction and 20 mm in vertical direction. Graphs of cumulative displacement versus time have been analyzed for each surveying station to define the pattern of deformation behaviour. The deformation path shows three different stages presented in Figure 7.

During Stage 1 only continuous deformation occurs characterized by low deformation rate influenced by ore draw in a new mining levels or an increase in the rate of mine extraction. Increasing rate of movement characterizes Stage 2 where cracks develop and propagate. The last stage (Stage 3) is characterized by a constant high rate of movement that shows small variations for changes in the rate of extraction in the mine. During this stage the rock mass is degraded to a cohesionless state by the caving. The vertical displacements, where the onset of failure appears in the graphs, were used to define the failure surface in numerical models carried out by Villegas and Nordlund (2008a) which were described in section 5.

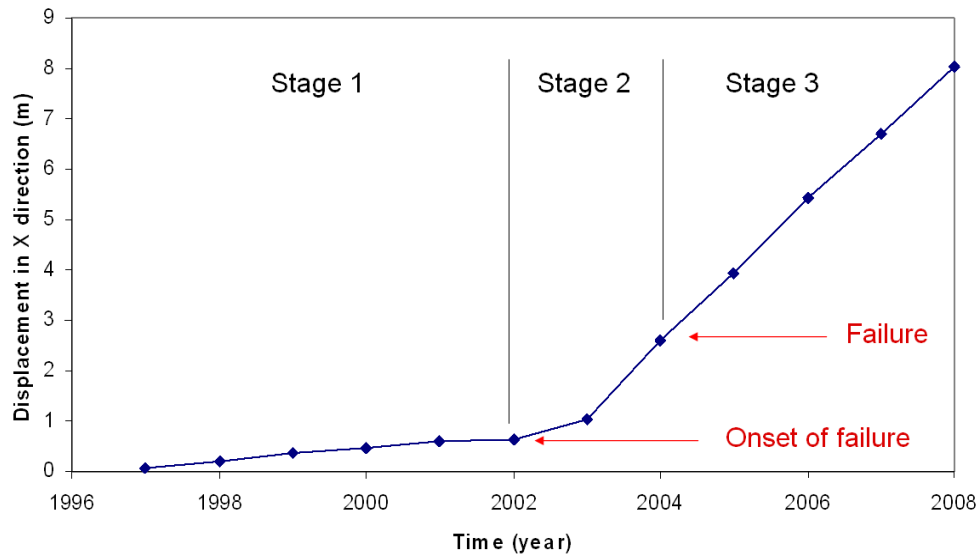


Figure 6 Time-displacement curve of station T5.

### Conclusions

Different methods such as physical modelling, numerical modelling and limit equilibrium methods have been used to study the hangingwall subsidence at the Kiirunavaara mine. Each one of them, even with limitations, has contributed to increase our understanding of the subsidence phenomenon.

Today the mining in the Kiirunavaara mine is carried out at the mine level 900 m. At this depth and based on the previous analyses mentioned during this review, it can be expected that future break angles in the hangingwall will remain almost constant. On the other hand, the analysis of surveying data indicates that the continuous deformation zone is increasing in extension as mining deepens. Since the City of Kiruna will be impacted firstly by continuous subsidence, the prediction of continuous subsidence, which magnitude may reach critical magnitudes, is becoming even more important than predicting discontinuous subsidence. Furthermore, the extension and magnitude of continuous subsidence could be greatly influenced by a change of rock mass strength, orebody geometry, major structures and the rate of ore extraction.

Numerical methods overcame some of the shortcomings presented in limit equilibrium analysis and physical modelling. 3D models can be developed taking in consideration complex structural conditions, complex orebody geometry, caving propagation, rate of ore extraction and mining sequence. Therefore, numerical methods are currently the best tools to study the hangingwall subsidence if reliable input data is provided.

### Acknowledgements

The author would like to thank the Hjalmar Lundbohm Research Centre (HLRC) and LKAB supporting this research work and for the permission to publish the results.

Thanks to MSc. Christina Danh r for the review of this paper and her support during my research project. Thanks to Dr. Jonny Sjöberg for his valuable discussions. Thanks also to Dr. Ping Zang and Lic. Andreas Eitzenberger for their support.

## References

- Atlas Copco Rock Drills AB, 2000,  
[http://img01.atlascopco.com/Standard/SearchResult\\_RecordInfoFrame.jsp?recordView=SearchResult\\_RecordInfo&catalogID=2&recordID=14724](http://img01.atlascopco.com/Standard/SearchResult_RecordInfoFrame.jsp?recordView=SearchResult_RecordInfo&catalogID=2&recordID=14724)
- Brown E.T. and Ferguson G.A., 1979, Progressive hangingwall caving at Gath's mine, Rhodesia, *Trans Instn Min. Metall.*, 88: A92–105.
- Gustafsson H.E., 1981, Field test of sublevel shrinkage caving (MSTM), at LKAB Kiruna, *Design and Operation of Caving and Sublevel Stoping Mines*, Ed. Stewart D.R., AIME, New York, 419-423.
- Herdocia A., 1991, Hanging Wall Stability of Sublevel Caving Mines in Sweden, Doctoral Thesis, Luleå University of Technology.
- Hoek E., 1974, Progressive caving induced by mining an inclined orebody, *Trans. Instn Min. Metall.*, 83: A133–9.
- Hustrulid W., 1991, Hangingwall Stability, Draft, Internal Report. LKAB.
- Kvopil R., 1992, Sublevel Caving, *SME Mining Engineering Handbook*, 2<sup>nd</sup> Edition, Ed. H.L. Hartman, AIME.
- Lupo J.F., 1996, Evaluation of deformations resulting from mass mining of an inclined orebody, Doctoral Thesis, Colorado School of Mines.
- Lupo, J.F. (1999) Numerical simulation of progressive failure from underground bulk mining, *Rock Mechanics for Industry, Proc. 37th U. S. Rock Mech. Symp.*, Vail, eds B. Amadei, R. L. Krantz, G. A. Scott and P. H. Smeallie, 2: 1085–90. A. A. Balkema: Rotterdam.
- Lundman P. and Vollen J., 1991, *Bermekanisk Utvärdering av Sj malmen och Zenobia* LKAB Kiruna, Master Thesis, Luleå University of Technology.
- Singh, U.K., Stephansson, O. and Herdocia, A. (1993) Simulation of progressive failure in Hanging-wall and footwall for mining with sublevel caving, *Trans. Instn. Min. Metall. (sec. A:Min. industry)*, 102, pp. A188-A194.
- Sjöberg J., 1999, Analysis of Large Scale Rock Slopes, Doctoral Thesis, Luleå University of Technology. Sweden.
- Stephansson O., Borg T., B ckblom G., 1978, Fracture Development in Hanging Wall of North Kiruna Mine, Technical Report 1978:51T, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology. Sweden.
- Villegas T. and Nordlund E., 2008a, Numerical Analysis of the Hangingwall Failure at the Kiirunavaara Mine, *Proceedings of MassMin 2008*, Eds. H. Schunnesson and E. Nordlund, Luleå.
- Villegas T. and Nordlund E., 2008b, Numerical simulation of the Hangingwall subsidence using PFC2D, *Proceedings of MassMin 2008*, Eds. H. Schunnesson and E. Nordlund, Luleå.
- Villegas T., 2008, Numerical Analyses of the Hangingwall at the Kiirunavaara Mine, Licentiate thesis, Luleå University of Technology.

# **BERGMEKANISKA PROVNINGAR I SKB:s PLATSUNDERSÖKNINGSPROGRAM – EN UNIK DATABAS**

## **Rock mechanics tests in SKB site investigation program – a unique database**

*Eva Hakami, Itasca Geomekanik*

*Rune Glamheden, Golder Associates*

*Lars Jacobsson, SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut*

*Thomas Janson, Tyréns*

*Isabelle Olofsson, Svensk Kärnbränslehantering*

### **SAMMANFATTNING**

Inom ramen för SKB:s platsundersökningsprogram har en serie bergmekaniska laborieprovningar genomförts. Med enaxiella och triaxiella kompressionsförsök och dragförsök har bergmekaniska parametrar bestämts för de dominerande bergarterna på de två undersökta platserna, Forsmark och Laxemar-Simpevarp. Förutom provningen av det intakta berget har provningar utförts på omvandlat berg och på de naturliga öppna och läkta sprickorna. Resultaten från platsundersökningarna har visat att en god och detaljerad geologisk beskrivning ger en möjlighet till ökad förståelse för skillnader i de bergmekaniska egenskaperna och dess variation i den undersökta volymen.

### **ABSTRACT**

Within the framework of the site investigation program of SKB (Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co.), a series of rock mechanics laboratory test was carried out. Based on uniaxial and triaxial compressive tests and indirect tensile tests the rock mechanics parameters were determined for the dominant rock types in the two investigated areas, Forsmark and Laxemar-Simpevarp. Apart from the tests on unaltered intact rock, tests were performed on altered rock and on the natural open and sealed fractures. The results from the site investigations have shown that a good and detailed geological description gives a possibility for increased understanding of the rock mechanics properties and their variation in the investigated volume.

## INLEDNING

Under perioden 2002-2007 har SKB utfört platsundersökningar för ett framtida slutförvar för radioaktivt avfall på två platser, Forsmark i Östhammars kommun och Laxemar-Simpevarp i Oskarshamns kommun. I samband med dessa undersökningar har ett stort antal bergmekaniska laborieförsök genomförts. Programmet har syftat till att ge en tillräcklig bergmekanisk beskrivning av berget vid platserna för att ett slutligt val av plats ska kunna göras, samt för att ge underlag till kommande projektering och säkerhetsanalys.

Laborieförsöken är utförda enligt SKB:s metodbeskrivning för respektive försök, vilka i huvudsak är baserade på ISRM:s föreskrifter. Normalt togs 5 stycken prov för enaxiella försök intill varandra och 10 stycken för dragförsök. Det genomförda provprogrammet omfattar totalt 257 enaxiella- och 162 triaxiella kompressionsförsök samt 397 dragförsök på intakt berg. Bergarternas anisotropi och eventuella mikrosprickbildning mot djupet har även utvärderats med hjälp av P-vågsmätning i olika riktningar på borrhämnarna. Sprickor från borrhämnarna har karkatäriserats med hjälp av normalbelastnings- och direkta skjuvförsök (totalt 146 stycken) samt tilt-försök (totalt 362 stycken). Laborieförsöken har till största delen utförts hos SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut och inneburit metodutvecklingar och kvalitetssäkring av flertalet av metoderna.

I denna artikel presenteras en del av resultaten från provningarna, med tonvikt på den typ av resultat och parametrar som inte så ofta förekommer i mindre undersökningsprogram. Av utrymmesskäl är redovisningen koncentrerad till resultat från intakt berg.

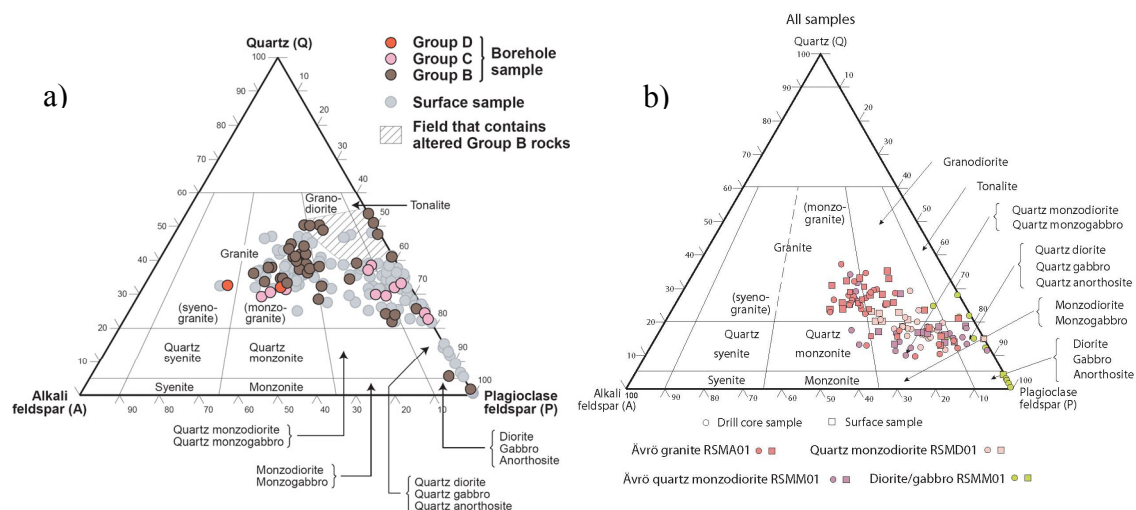
## UNDERSÖKTA BERGARTER I FORSMARK OCH LAXEMAR

Bergarterna i Forsmark bildades för 1.89 – 1.85 miljarder år sedan och har genomgått både spröda och plastiska tektoniska faser. Den plastiska deformationen bildade en tektonisk lins avgränsad av plastiska deformationszoner i NV-SO riktning, och påverkade strukturen hos de flesta bergarterna. I kandidatområdet för slutförvaret som ligger i nordvästra delen av linsen är dock bergarterna mindre påverkade av den plastiska deformationen (SKB, 2008). Utanför linsen ökar anisotropin. Inom kandidatområdet dominerar en rödgrå metamorf granit till granodiorit. Små kroppar av amfibolit är vanliga. Utanför linsen finns även bergarter med vulkaniskt ursprung.

I kontrast till Forsmark är bergarterna i Laxemar bildade ca 1.8 miljarder år sedan, efter den komplexa tektoniska tidsperioden som man ser spår av i Forsmark, och bergarterna i Laxemar är vanligtvis välbevarade eller visar endast en låg grad av omvandling. I Laxemar är de dominerande bergarterna granit till granodiorit (olika typer) och kvartsmonzodiorit. Mindre inslag av dioritoid, diorit och gabbro förekommer, gångar till körtlar av finkornig granit samt enstaka diabasgångar.

Vid karteringen/klassificeringen av borrkärnor och bergprover har man baserat indelningen i bergarter på synlig karakteristik såsom mineralinnehåll, kornstorlek och struktur. Uppmätt mineralsammansättning (kvarts, alkalifältspat och kalifältspat) visas i Figur 1a och b för bergprover från Forsmark respektive Laxemar. Figuren illustrerar att mineralsammansättningen inom samma bergart kan variera markant vilket medför att olika bergarter kan uppvisa samma modala sammansättning. Vidare kan man från Figur 1 notera att bergarterna i Forsmark, generellt sett, har ett högre kvartsinnehåll än bergarterna i Laxemar.

Omvandling i form av oxidering, som ger en karaktäristisk rödfärgning av bergartsproverna, förekommer i bergarterna i Laxemar. Begränsade partier är ganska starkt oxiderade. Omvandling i form av saussuritisering förekommer också till viss grad i Laxemar. Tre typer av omvandling har identifierats i Forsmark: 1) Oxidering i form av rödfärgning eller rödfärgade väggar i utkanten av deformationszoner; 2) kvartsupplösning som skapar en särpräglad bergart, så kallad "vuggy rock"; och 3) albitisering som ger en ökning av bergartens kvartsinnehåll.



- Grupp B = Biotitförande granit (till granodiorit) och aplitisk granit. Båda med inslag av bergartsgångar av amfibolit, tonalit till granodiorit samt granodiorit. Förekomst av albitiserad granit.
- Grupp C = Fin- till medelkornig granodiorit, tonalit och underordnad granit.
- Grupp D = Fin- till medelkornig granit och aplit, pegmatitisk granit samt pegmatit. (Stephens, 2008)

Figur 1. Mineralsammansättning för huvudbergarterna i a) Forsmark (Stephens, 2008) b) Laxemar (SKB 2008, Wahlgren et al 2008).

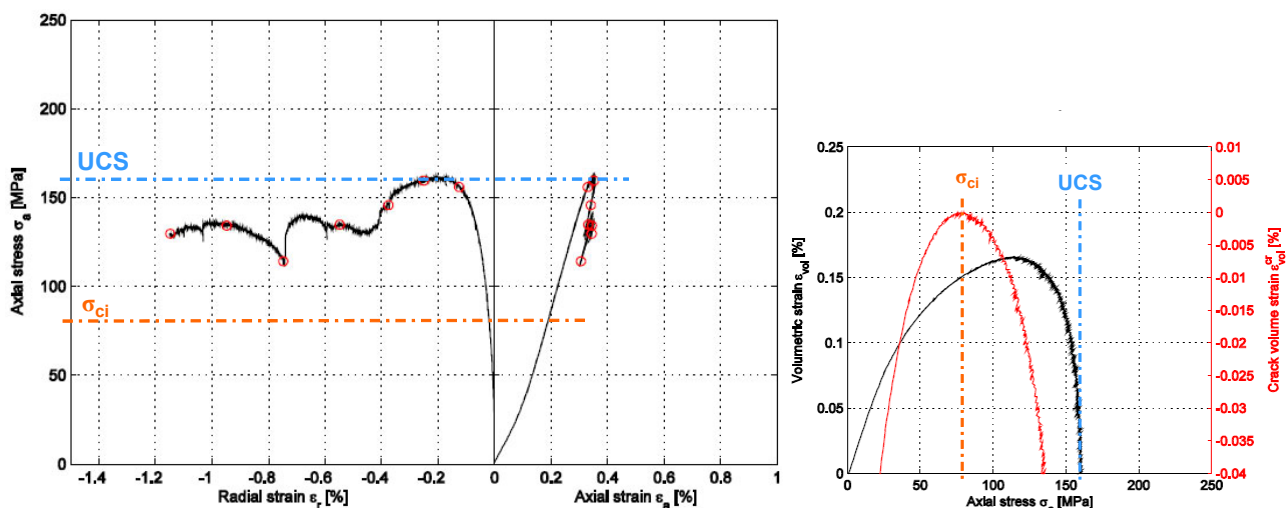
Figure 1. Modal composition of the dominant rock types in a) Forsmark and b) Laxemar.

## ENAXIELLA OCH TRIAXIELLA KOMPRESSIÖNSFÖRSÖK

Enaxiella och triaxiella kompressionsförsök med registrering av hela belastningskurvan (post-failure tests) har utförts. Ur dessa experiment har elasticitetsparametrar, tryckhållfastheten samt sprickinitieringsspanning bestämts. Materialens friktionsvinkel

och kohesion har beräknats från resultaten. Ett exempel på en typisk resultatkurva från ett enaxiellt kompressionsförsök ges i Figur 2.

Sprickinitieringsspanningen är en parameter som kan användas för att utvärdera risken för uppkomst av spjälkning i deponeringshål. Parametern motsvarar den spänningsnivå där provet börjar utvidgas och ytterligare mikrosprickor uppkommer i laboratorieprovet. Utvärderingen av sprickinitieringsspanning diskuteras närmare i Martin et al (2001).



Figur 2. Resultatkurva från enaxiellt kompressions försök på prov av Ävrögranit från borrhål KLX17A i Laxemar. Punkterna som bestämmer tryckhållfasthetsvärdet (UCS) och sprickinitieringsspanningen ( $\sigma_{ci}$ ) är markerade. Modifierat från Jacobsson (2007b)

*Figure 2. Result curve from uniaxial compressive test on an Ävrö granite sample from borehole KLX17A. Modified from Jacobsson (2007b). The points defining the uniaxial compressive strength (UCS) and crack initiation stress ( $\sigma_{ci}$ ) are marked. Modified from Jacobsson (2007b).*

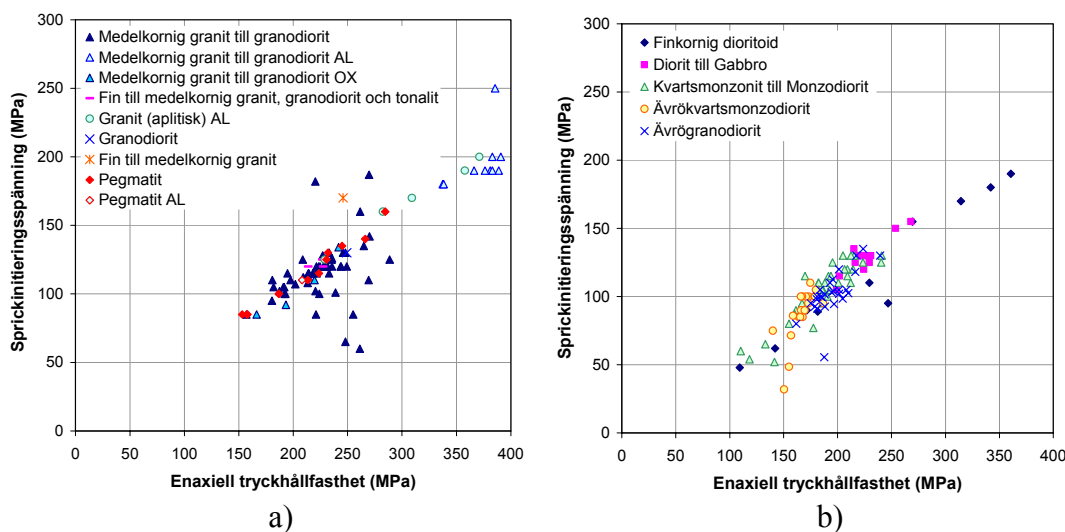
I Figur 3 redovisas en jämförelse mellan utvärderad sprickinitieringsspanning och tryckhållfasthet i prover från Forsmark och Laxemar. Resultaten visar att sprickinitieringen uppkommer vid en spänningsnivå som motsvarar 50-60% av provets enaxiella tryckhållfasthet. Förhållandet är i princip oberoende av bergart, men huvudbergarten i Forsmark uppvisar större spridning i resultaten än övriga bergarter.

### Tryckhållfasthetens variation

Uppmätt tryckhållfasthet, i Forsmark såväl som i Laxemar, uppvisar relativt stor spridning i resultaten (se Figur 3). För huvudbergarten i Forsmark är medelvärde för tryckhållfastheten 226 MPa och standardavvikelsen 29 MPa. Medelvärdena för de tre vanligaste (icke omvandlade) bergarterna i Laxemar ligger i intervallet 167 – 198 MPa



och standardavvikelserna är 11 - 30 MPa. Tryckhållfastheten hos det intakta berget i Forsmark är således generellt sett högre än i Laxemar.

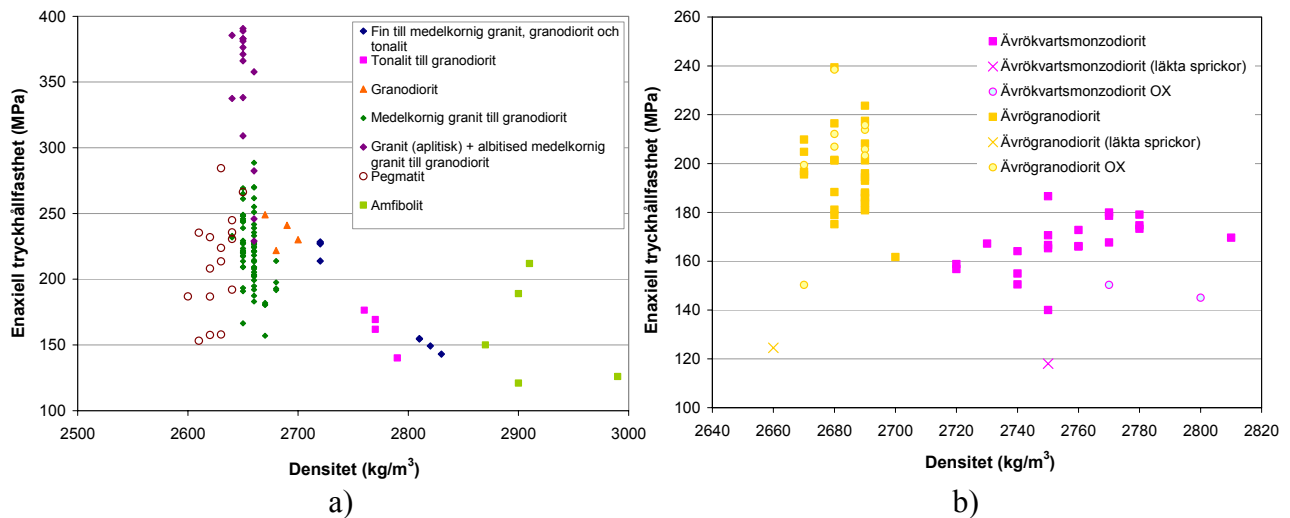


Figur 3. Sprickinitieringsspänning mot enaxiell tryckhållfasthet för prover från a) Forsmark (OX = oxiderad, AL = albitiserad) och b) Laxemar (icke omvandlade).

Figure 3. Crack initiation stress vs. uniaxial compressive strength for a) Forsmark samples (OX = oxidised, AL = albitised) and b) Laxemar samples (unaltered).

Eftersom densitet vid vattenmättade förhållanden är en parameter som vi har bra kunskap om, från borrhålsloggning och från uppmätning på varje bergmekaniskt prov, har det ansetts intressant att studera hållfastheten som funktion av densiteten. Resultaten indikerar att det finns ett samband mellan tryckhållfastheten och bergartens densitet både i Forsmark och i Laxemar, även om sambandet är mindre tydligt i Forsmark. Att det skulle finnas ett samband mellan densitet och tryckhållfasthet är rimligt att anta med beaktande av att provets mineralsammansättning inverkar både på densitet och på hållfasthet. Kvarts är ett mineral som både är lättare och starkare än övriga mineral och därför bör kvartshalten vara en väsentlig styrande faktor för hållfastheten, även om den naturligtvis inte är den enda.

Figur 4b visar resultatet från alla prover karterade som Ävrögranit. De mineralogiska undersökningar visade att denna bergart uppträdde i en kvartsrik och en kvartsfattig variant och att spridningen var stor såväl i mekaniska egenskaper som i termisk ledningsförmåga. För att förfina beskrivningen delades således Ävrögraniten in i Ävrögranodiorit (kvartsrik) respektive Ävrökvartsmonzodiorit (kvartsfattig), baserat på uppmätt densitet för vattenmättade prover. Skillnaden i kvartshalt kan inte observeras visuellt vid borrhärnekartering.



Figur 4. Enaxiell tryckhållfasthet mot densitet för prover från a) Forsmark, samtliga bergartstyper och b) Laxemar, Ävrögranit (OX = oxiderad, SS = saussuriticerad)

Figure 4. Uniaxial compressive strength versus wet density for samples from a) Forsmark, all rock types and b) Laxemar, Ävrö granite (OX = oxidised, SS = saussuritised).

## INDIREKTA OCH DIREKTA DRAGFÖRSÖK

Draghållfastheten hos en bergart bestäms normalt med indirekta försök, så kallade Brasilienförsök. Vid denna indirekta metod belastas en skiva (diameter ca 50 mm, tjocklek ca 25 mm) av borrkärnan diametralt tills att ett dragbrott uppkommer mellan lastens anläggningspunkter. Direkta dragförsök, som är mer komplicerade att utföra, görs genom att dra axiellt i ändarna på ett borrkärneprov. Provet är vanligen utformat med en nedslipad smalare avlång midja för att lokalisera brottet till detta område. En jämförelse mellan resultaten från de två metoderna på prover från Forsmark från samma kärnavsnitt visar att resultaten från den indirekta metoden ger en något högre draghållfasthet, se Tabell 1. Det beräknade förhållandet mellan direkt- och indirekt draghållfasthet är ungefär 0.6. En vanlig förklaring till att hållfastheten från direkta försök brukar vara lägre än den som bestäms från det indirekta försöket är att spänningarna är fördelade över en mindre volym i det indirekta dragförsöket. I det indirekta försöket erhålls dessutom brott vid ett biaxialt spänningsförhållande snarare än ett enaxiellt förhållande.

Tabell 1. Resultat från indirekta och direkta dragförsök på huvudbergarten i Forsmark.

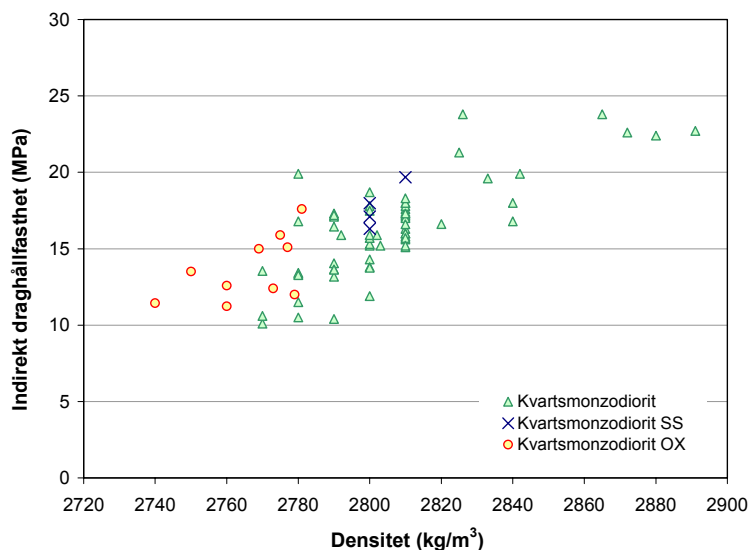
Table 1. Results from indirect- and direct tensile tests of the main rock type in Forsmark.

Provningmetod	Antal	Min (MPa)	Medel (MPa)	Max (MPa)	Std. av. (MPa)
Indirekt dragförsök	20	15.5	19.0	20.9	1.47
Direkt dragförsök	20	7.9	11.1	13.2	1.55

## OMVANDLINGENS INVERKAN PÅ HÅLLFASTHETEN

I vissa delar av kandidatområdet i Forsmark uppvisar huvudbergarten en typ av omvandling som benämns albitisering. Prover som uppvisar albitisering redovisar genomgående en högre tryckhållfasthet medan draghållfastheten i princip är opåverkad. Tryckhållfasthetens medelvärde för albitiserade prover av huvudbergarten är bestämd till 373 MPa, vilket ska jämföras med 226 MPa för opåverkade prover av huvudbergarten.

I Laxemar ses en inverkan på hållfastheten av den svaga oxideringen hos kvartsmonzodioriten. Tydligast ses inverkan i dragförsöken, där medelvärdet är ca 20% lägre för oxiderade prover än för opåverkat berg (Figur 5). Man kan även notera att omvandlingen innebär en viss minskning i densiteten. Resultaten från kompressionsförsöken indikerar att tryckhållfastheten kan förväntas minska med ca 7% för oxiderad kvartsmonzodiorit. I Ävrögranodioriten ses inte motsvarande inverkan av lätt oxidering. Saussuritisering ger heller ingen större inverkan, möjligen en något förhöjd hållfasthet.



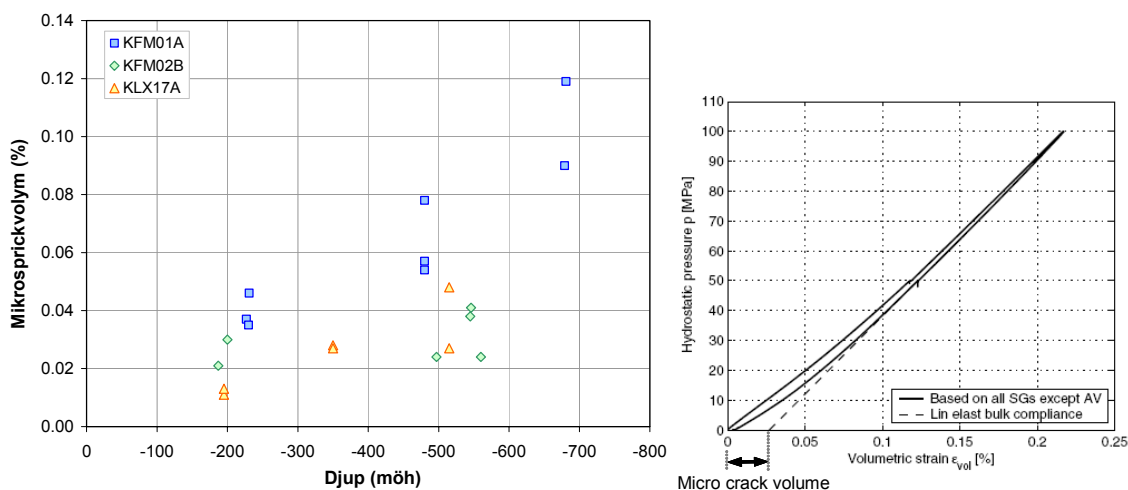
Figur 5. Resultat från draghållfasthetsförsök på opåverkad och omvandlad kvartsmonzodiorit (Laxemar) (OX = oxiderad, SS = saussuriticerad).

*Figure 5. Results from indirect tensile test on unaltered and altered quartz monzodiorite (Laxemar) (OX = oxidised, SS = saussuritised).*

## HYDROSTATISKA KOMPRESSIÖNSFÖRSÖK

Porositeten på prover från borrhävar uppbyggda i laboratorium ger högre värden än porositeten mätt in-situ. Den förklaringsmodell som sattes upp var att borrhävar innehåller ett porositetstillskott av inducerade mikrosprickor som tillkommit genom spänningsrelaxation av bergmaterialet vid friborringen av kärnan. För att undersöka detta närmare bestämdes mikrosprickvolymen via hydrostatiska kompressionsförsök på ett fåtal prover. Metoden beskrivs närmare i Jacobsson (2007a) och Jacobsson et al.

(2007). Resultaten från dessa mätningar visar att mikrospäckvolymen tenderar att öka med djupet, vilket kan förklaras med ökade in-situ bergspänning med djupet, se Figur 6. De uppmätta mikrospäckvolymerna motsvarar approximativt de skillnaderna man observerat mellan porositetsbestämningar i laboratorium på borrkärnor och porositetsbestämning i borrhål.



Figur 6. Uppmätt mikrospäckvolym för prover från två borrhål i Forsmark (KFM01A och KFM02B) och ett i Laxemar (KLX17A).

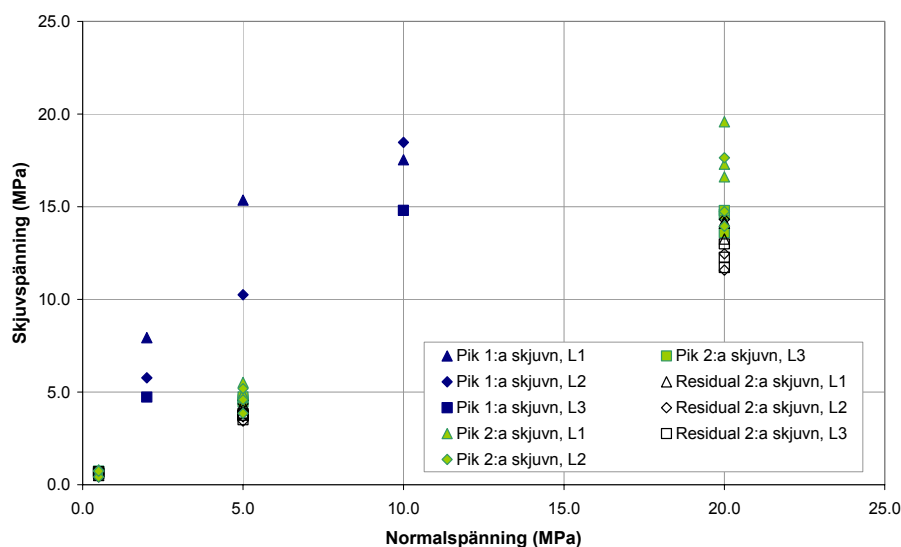
*Figure 6. Microcrack volume strain for samples from two boreholes in Forsmark (KFM01A and KFM02B) and from one borehole in Laxemar (KLX17A).*

## SPRICKORS STYVHET OCH SKJUVHÅLLFASTHET

Sprickprover tagna från borrkärnor, således små till ytan, göts in i betong och skjuvades med skjuvbox på traditionellt sätt. Försöksmetoderna för mätning av normalstyvhet modifierades under försökens gång och den slutgiltigt använda metodiken innebär att normalrörelsen hos sprickan mäts direkt över spricköppningen.

Medelvärdet för utvärderad friktionsvinkel är för alla öppna sprickor  $37^\circ$  i Laxemar och  $36^\circ$  i Forsmark. Medelkohesionen är 0.9 MPa respektive 0.7 MPa. Normalstyvheten (beräknat som en sekant från 0.5 till 10 MPa belastning under andra lastcykeln) för en enskild spricka har en mycket stor variation och sned fördelning, men medelvärdet är 720 MPa/mm i Laxemar och 607 MPa/mm i Forsmark. Skjuvstyvheten (räknat som en sekant mellan 30–50% av pikskjuvspänningen för 20 MPa normalspänning) är i medeltal 26 MPa/mm respektive 33 MPa/mm. Inga större skillnader har observerats mellan sprickgrupper med olika orienteringar. Detta resultat stöds dels av de direkta skjuvförsöken men även av resultaten från tilt-försök. Här kan noteras att de provade sprickorna inte hör till fåtalet starkt vattenförande sprickor med större apertur. Dessutom har inverkan av sprickstorlek ej studerats.

Ett mindre antal sprickor som var läkta med sprickfyllnadsmineral provades också. Figur 7 ger resultaten från tre olika sprickor från ett borrhål i Forsmark. Från varje sprickplan har tre prover preparerats och dessa har skjuvats till brott vid olika normalspänningar. Alla sprickprov har sedan återigen skjuvats, som om de vore naturligt öppna sprickor. Man kan konstatera från dessa försök att läkta sprickor har en avsevärd skjuvhållfasthet ( $\phi = 53^\circ$ ,  $c = 4$  MPa), om än något lägre än den utvärderade skjuvhållfastheten hos det intakta berget ( $\phi = 60^\circ$ ,  $c = 28$  MPa). Man ser vidare att dessa sprickor då de åter skjuvas får ett uppträdande och hållfasthetsparametrar som är nära dem som de naturligt öppna sprickorna visar. Skillnaden mellan pikparametrar och residualvärden är relativt liten i de flesta fall.



Figur 7. Resultat från direkta skjuvförsök på läkta sprickor i Borrhål KFM01D i Forsmark, från tre olika djup L1: -380 m, L2: -459 m, and L3: -511 m.

*Figure 7. Shear tests on sealed fractures from borehole KFM01D in Forsmark at three different elevations, L1: -380 m, L2: -459 m, and L3: -511 m.*

## SLUTORD

Denna artikel ger exempel på bergmekaniska resultat som återfinns i platsbeskrivningarna till Forsmark och Laxemar. En sammanställning av den bergmekaniska beskrivningen av de båda platserna ges i Glamheden et al. (2007, 2008) respektive Hakami et al. (2008). En komplett redovisning av provtagning, provningsmetoder och samtliga mätresultat från laboratorieprovningarna görs borrhålsvis i SKB:s rapportserie från platsundersökningarna. Alla SKB:s rapporter är allmänt tillgängliga för nedladdning på deras hemsida ([www.skb.se/publikationer](http://www.skb.se/publikationer)). Från dessa rapporter framgår dessutom att förutom författarna till denna artikel har ytterligare ett flertal personer och företag bidragit till arbetet med de bergmekaniska provningarna och utvärderingen av dessa.

Resultaten som redovisas i denna artikel används bland annat för att identifiera risken för spjälkningsproblem i deponeringshål och stabilitetsproblem i deponeringstunnlar. Dessutom har mekaniska egenskaper hos bergmassan och deformationszoner bestämts med hjälp av empiriska och numeriska modeller som bygger på dessa resultat.

## REFERENSER

- Glamheden R, Fredriksson A, Persson P, Röshoff K, Karlsson J, Hakami H, Christiansson R, 2007. Rock mechanics Forsmark – Site descriptive modelling. Forsmark stage 2.2, SKB R-07-31, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Glamheden R, Lanaro F, Karlsson J, Lindberg U, Wrafter J, Hakami H, Johansson M, 2008. Rock mechanics Forsmark - Modelling stage 2.3. Complementary analysis and verification of the rock mechanics model. SKB R-08-66, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Hakami E, Fredriksson A, Lanaro F, Wrafter J, 2008. Rock mechanics Laxemar – Site descriptive modelling SDM-Site Laxemar. SKB R-08-57, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Jacobsson L, 2007a. Boreholes KFM01A and KFM02B. Micro crack volume measurements and triaxial compression tests on intact rock. Forsmark site investigation. SKB P-07-93, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Jacobsson L, 2007b. Boreholes KLX17A, KLX18A and KLX21B. Uniaxial compression test of intact rock. Oskarshamn site investigation. SKB P-07-217, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Jacobsson L, Flansbjer M, Jansson T, Christiansson R, 2007. Measurement of microcrack volume in low porosity crystalline rock, Proceedings of the 11<sup>th</sup> ISRM Congress, Lissabon, Portugal.
- Martin C D, Christiansson R, Söderhäll J, 2001. Rock stability considerations for siting and constructing a KBS-3 repository. Based on Experiences from Äspö HRL, AECL's URL, tunneling and mining. SKB TR-01-38, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- SKB, 2008. Site description of Forsmark at completion of the site investigation stage. TR-08-05, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Stephens M B, Fox A, La Pointe P, Simeonov A, Isaksson H, Hermanson J, Öhman J, 2007. Geology Forsmark. Site descriptive modeling Forsmark stage 2.2. SKB R-07-45, Svensk Kärnbränslehantering AB.
- Wahlgren C-H, Curtis P, Hermanson J, Forsberg O, Öhman J, Fox A, La Pointe P, Drake H, Triumf C-A, Mattsson H, Thunehed H, Juhlin C, 2008. Geology Laxemar. Site descriptive modelling SDM-Site Laxemar. SKB R-08-54, Svensk Kärnbränslehantering AB.

# **FINTÄTNING AV TUNNEL PÅ STORT DJUP – RAPPORT FRÅN ETT PÅGÅENDE INJEKTERINGSPROJEKT PÅ ÄSPÖ**

## **Tunnel sealing at great depth – Report from an ongoing grouting project at Äspö**

*Johan Funehag, Chalmers / Tyréns  
Martin Bergström, Tyréns  
Ann Emmelin, SKB / Golder Associates*

### **Sammanfattning**

Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB) står inför ett stort anläggningsprojekt, att bygga ett säkert slutförvar för använt kärnbränsle. Ett fälttest på Äspölaboratoriet håller på att genomföras, en 80 meter tunnel har byggts på ett djup av 450 m under markytan. Injektering har utförts med silica sol med traditionella injekteringskärmar men även med borrhål innanför tunnelkontur vilket visar på mycket spännande resultat. Även ett cementbaserat bruk med lågt pH har använts i några borrhål där flödet varit stort. Kravet på inläckage av vatten till tunneln är tufft; maximalt 1 l/min och 60 m tunnel tillåts. Det svåra i detta har varit att grundvattentrycket varit högt, ca 3,5 MPa, vilket gör att även de finaste sprickorna måste tätas för att klara kravet. Trycket ställer stora krav på både utrustning och hantering för ett säkert genomförande. Anpassningen av designen under pågående injektering har baserats på inläckagemätningar i kontrollhål och för två delsträckor av tunneln är täthetskravet uppnått. En lyckad injektering med silica sol beror inte enbart på noggrant genomtänkt design utan också på ett noggrant genomförande.

### **Summary**

*Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co (SKB) faces a large project, to construct a safe repository for spent nuclear waste. A large field test in Äspö Hard Rock Laboratory is ongoing; a total of 80 m tunnel has been excavated at a depth of 450 m below surface. The grouting has been carried out with silica sol with normal grouting fans as well as with boreholes inside the tunnel contour and shows really interesting results. A cement-based grout with low pH was grouted in some boreholes where the inflow was high. The target set on the inflow to the tunnel is very strict; 1 l/min and 60 m of tunnel. The difficult part is that the groundwater pressure was high, around 3,5 MPa which means that even the narrowest fractures need to be sealed to meet the target. The high groundwater pressure puts high demands on both the equipment and the handling in order to work safely. Control and adjustment of design during grouting has been based on inflow measurements in control holes and for two sections of the tunnel the target is met. A successful silica sol grouting is dependent not only on a carefully considered design, but also on a carefully controlled execution.*

## Bakgrund och projektmål

Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB) står inför ett stort anläggningsprojekt, att bygga ett säkert slutförvar för använt kärnbränsle. Modellen som i dagsläget föreslås är KBS-3-metoden som bygger på att kärnbränslet förvaras i berg på 400-500 meters djup i kristallin bergrund.

För att kunna hävda att metoden kommer att fungera måste SKB bland annat kunna visa att injektering kan fungera på dessa stora djup (Emmelin et al, 2007). I slutförvarsanläggningen får inget material användas som ger ett lakvatten med pH högre än 11. Vanligt cementbaserat injekteringsbruk ger ett för högt pH (pH ca 12-13) och tränger inte in i de mycket små sprickor som måste tätas. SKB har därför utfört studier av alternativa injekteringsmaterial däribland silica sol och ett cementbaserat bruk med stora tillsatser av silica fume som sänker pH (Sievänen et al, 2006).

Efter decennier av forskning och utveckling av injektering, med flertalet projekt finansierade av SveBeFo och SKB, finns idag designmetoder som är teoretiskt underbyggda och ger huvudsakligen förutsägbara resultat. Hur berget kan karakteriseras för injektering baserat på hydraulisk sprickvidd beskrivs i Fransson (2001). Metod för att välja dimensionerande sprickvidd och bruk beskrivs i till exempel Gustafson och Fransson (2005). Cementets inträngning och inträngningslängder finns beskrivet i många rapporter och artiklar, som delvis sammanfattas i boken "Cementinjektering i hårt berg" (Eriksson, M, Stille, H, 2005). Ett koncept för styrning av cementinjekteringen baserat på tid och inträngning beskrivs i (Gustafson, G, Stille, H, 2005).

En växelvis samverkan och finansiering mellan Vägverk, Banverk och SKB med laborietester, teoriutveckling, mindre fälttester och korta produktionsinjekteringar med silica sol på mindre djup, se till exempel (Funehag, 2007), innebär att silica sol bedömdes moget att testa på stort djup i Äspölaboratoriet. I projektet på Äspö testas nu injekteringsmetodiken med följande mål:

1. Bekräftelse av silica sols användbarhet vid det vattentryck som är aktuellt för deponeringstunnlar i slutförvaret.
2. Bekräftelse att det på förvarsdjup är möjligt att uppnå en täthet motsvarande ett maximalt inläckage på 1 l/min, 60 m tunnel med för slutförvaret tillämpbara bruk.

Projektet har även ett antal specificerade delmål som relaterar till de prioriterade målen:

- Bekräfta modeller för inträngning och att ökad täthet erhålls.
- Visa att täthet kan erhållas med injekteringsskärmar utanför konturen.
- Visa att täthet kan erhållas med injekteringsskärmar innanför konturen.
- Visa att efterinjektering ger ökad täthet.
- Visa att dropp kan tätas bort med efterinjektering.

Vidare är uppgiften att identifiera gränserna för silica sols användbarhet vad gäller hydrauliska sprickvidder och föröka hitta lämplig utrustning som lämpar för injektering samt att vinna erfarenheter i stort gällande injektering.



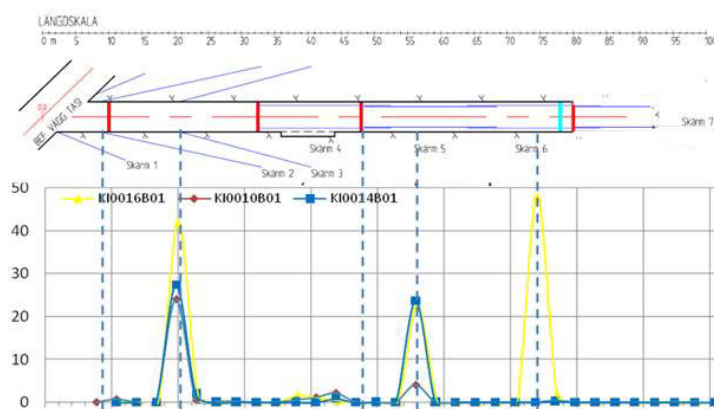
Att visa på att injektering kan göras innanför tunnelkontur är ett viktigt mål för SKB eftersom berget är en av barriärerna i slutförvaret och således ska svars så intakt som möjligt. Utöver de injekteringsrelaterade målen finns mål med att förbättra och utvärdera borrhågstoleranser, sprängningstekniken samt sprängskadezonens utbredning och eventuella påverkan på läckage. Syftet är i stort att få en jämn tunnelkontur och minimal skadezon. Resultaten från detta återfinns i Karlzén, 2009.

Entreprenör i projektet är Bergteamet som står för borrhög och manskap, medan SKB genom Tyréns står för arbetsledning och dokumentation samt tillhandahåller injekteringsutrustning och injekteringsmedel Ersättningsformen till entreprenör har anpassats för att möjliggöra största flexibilitet i utförandet.

## Metod

### Förundersökning och platsval

Plats för tunneln valdes med kriterierna att berget skulle ha minst 2 vattenförande sprickor per meter, samt att grundvattentrycket skulle uppgå till 3 MPa eller mer 20 meter in i berget. Utifrån förundersökningarna med tre kärnborrhål utvärderades inflödet i 3-meterssektioner (dubbelpacker) i samtliga 3 borrhål och i 0,1-meterssektioner i ett av kärnborrhålen (Posiva flowlogg). Antal sprickor per meter karterades för alla tre kärnborrhålen och hela inflödet ut borrhålen mättes, se figur 1. Grundvattentrycket har varierat mellan 3-3,5 MPa där det lägre värdet var i starten av tunneln.



Figur 1. Planskiss över TASS-tunnel samt inflöden längs kärnborrhålen från förundersökningen. Längdmätning vid påslaget är 4,47 m.

### Försöksupplägg

Fältförsöket lades upp med sju injekterings-skärmar, se vidare Funehag (2009) som är en delrapport från projektet. De sju skärmarna kan beskrivas enligt nedan:

1. Skärm 1 är en kort skärm från tunnelns påslagsläge med borrhål utanför kontur. Utrustning samt injektering med både cementbaserat bruk och silica sol testades.

2. Skärm 2 och 3 är 20-25 m långa med borrhål utanför kontur.
3. Skärm 4, 5 och 6 är 20 m långa med borrhål innanför kontur. Den första skärmen utfördes där bergsskivor kom att sågas ut för att studera den sprängskadade zonen (Excavated Damaged Zone, EDZ). Baserat på mindre bra resultat och erfarenheter från skärm 4 justerade designen för de kommande skärmarna 5 och 6.
4. Skärm 7 utfördes enbart med stufhåll eftersom inflödet var för litet och ytterligare drivning bedömdes inte ge ytterligare kunskap för att lära sig något mer och därmed avslutades framdriften.
5. Efterinjektering, där skärm 4 gjordes. Påbörjas i mars. Studier av både tätningseffekt samt påverkan av EDZ.

### **Injekteringskonceptet**

Från sprickkarteringen, inflödet i sektioner och helhålsinflödena beräknades spricktransmissiviteter, som anpassades till en paretofördelning för att kunna bedöma vilka sprickor som måste tätas för att uppnå täthetskravet. Analysen visade att sprickvidder ner till 10  $\mu\text{m}$  (dimensionerande spricka) måste tätas. Beräkningsgången finns publicerad i Gustafson, et.al, 2004. Projektet valde att borrhål med stora sprickor, > 150  $\mu\text{m}$ , skulle injekteras med cementbaserat bruk och de övriga med silica sol; olika medel kan således förekomma i en och samma injekteringskärm.

De centrala parametrarna i injekteringsdesignen är:

- Sprickvidden
- Injekteringstekniken; tryck och tid
- Bruket; för silica sol viskositeten och geltiden, för cementbaserat bruk viskositet och skjuvgräns.

Genom att ansätta tryck och tid samt brukegenskaper beräknas en teoretisk inträngningslängd i den dimensionerande sprickan. Utifrån den nödvändiga inträngningslängden i minsta sprickan för att en ”injekterad ”zon” runt tunneln ska erhållas, samt att ange att inträngningen från två borrhål ska överlappa i sprickan kan ett borrhålsavstånd anges. Vi får då de geometriska förutsättningarna för en injekteringskärm.

För att inte störa andra intilliggande projekt begränsades den teoretiska tillåtna inträngningslängden till 20 m. Skärmlängderna var ca 20 m, men överlappet mellan skärmarna har varierat mellan 4 och 8 m. I projektet har även tagits hänsyn till de nya forskningsrönen kring erosion av injekteringsbruk. Med erosion avses bakåtlöde, erosion på bruksfronten samt fingering (Axelsson, 2009). Grundvattengradienten som kan bli mycket stor på detta djup är den parameter som kan ge erosion. För att minska risken för erosion valdes styva bruk (bruk med hög skjuvgräns) och långa

inträngningslängder, vilket ger långa injekteringstider och höga tryck. För att ytterligare minska risken för erosion av bruk valdes att även borra och injektera stufvhål. Dessa var 3-4 till antal och lika långa som injekteringskärm. Stuffinjektering medför att tryckdifferensen mellan grundvattentrycket i berget och tunneln fördelas ut på en längre sträcka och därmed sänks gradienten med syftet att sänka gradienten näras stufv för kommande injekteringskärm. Den basdesign som användes generellt visas i Tabell 1, för vidare förklaring samt hur de olika parametrarna ändrades hänvisas till (Funehag, 2009).

**Tabell 1. Basdesign för projektet**

Parameter		silica sol	cementbaserat bruk
Injekteringstryck, total	[bar]	70	100
Geltid	[min]	39	--
Skjuvgräns	[Pa]	--	10
Injekteringstid	[min]	31	45

Utifrån designen valdes två stoppkriterium:

- Injektera tills designtiden är uppnådd. Designtiden startar då trycket har nått designtryck. Designtiden är alltid 4/5 av geltiden för silica sol och för cementet skall designtycket hållas i 45 minuter för att uppnå nödvändig inträngningslängd.
- Avbryt när total inpumpad volym är mer 400 l. Efter denna brukåtgång skall en stoppsats blandas och injekteras.

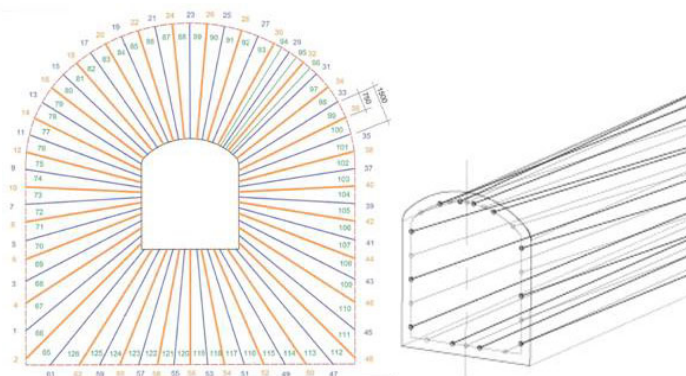
Stufvhålen borrar och hydrauliska tester utförs; tryck, inflöde och vattenförlust. Hålen injekteras med injekteringsmedel, tryck och tid baserat på testvärden för hålet. De första borrhålen i injekteringskärm borrar och testas hydrauliskt och injekteringsutförandet fastställs. De hål som bedöms korsa sprickor större än 150 µm injekteras först. Sedan injekteras resten av hålen från tunnelbotten och upp. Endast ett borrhål åt gången injekteras. Beroende på inflödet, vattenförlusten, bruksåtgången och genomförandet av injekteringen väljs att borra kontrollhål parallellt och mittemellan första injekteringskärmens borrhål. Antalet kontrollhål har varierat, från 5 till hela 25. Dessa används till att kontrollera tätheten i bergmassan efter respektive omgång men också till att möjliggöra en ny injekteringsomgång.

Storleken på injekteringssatserna valdes från vattenförlusten i enlighet med nya teorier för beräkning av bruksåtgång. Tar den första satsen med silica sol slut skall en ny sats blandas med kortare geltid och en ny injekteringstid fastställs, alltid 4/5 av geltiden.

Då tiden för att komma upp tryck påverkar hela injekteringstiden är det viktigt att komma upp i tryck snabbt. För detta tömdes alla borrhål på vatten och luft innan injektering med en vakuumpump vilket är av stor vikt för att nå en effektiv tätning. Den potentiella instängda luften i ett borrhål utgör en stor säkerhetsrisk vid dessa höga

injekteringstryck så specialbyggda injekteringsmanschetter samt även vaccumpumpning var av yttersta vikt.

Det typiska skärmutseendet för skärmar utanför tunnelkontur respektive innanför kontur visas i figur 2 nedan.



**Figur 2. Vänster; skärm utanför kontur, tre fullständiga omgångar ritade. Höger; skärm innanför kontur med enbart första omgångens injekteringshål.**

Skärm utanför kontur har totalt 31 borrhål i första omgångens borrhål, c-måttet är 1,5 m i hålspets och sticket är 5 m. Skärm innanför kontur har 12 borrhål och är vridna för att öka träffytan mot sprickplanen, c-avståndet är 1,5 m. Antalet borrhål blir färre med skärmar innanför kontur jämfört med utanför, men för att nå tillräckligt långt ut i bergsmassan runt tunneln blir pumptiden längre, upp till 70 minuter per borrhål.

### **Injekteringsmaterial**

Meyco MP320: Silicasol, 40 % lösning, partikelstorlek 25 nm. Saltlösning: Meyco MP320 accelerator, (10 % NaCl-lösning). Geltiderna som använts har varit mellan 12 till 92 minuter.

Cementbaserat bruk med lågt pH. Förhållande mellan vatten och allt torrt material (W/DM) på 1,4 visas i Tabell (2). De ingående beståndsdelarna återfinns nedan. Låg pH-cementet är utvecklat under ledning av Posiva (Sievänen, 2006).

**Tabell 2. Ingående material i det cementbaserade bruket med lågt pH.**

Material	Typ	Injekteringsbruk typ 1, i viktförhållande
Vatten	Dricksvatten	1,67 ± 0,01
Cement	Ultrafin 16	1,00 ± 0,01
Silica fume	Grout Aid	1,37 ± 0,01
Superplasticerare	Melcrete	0,068 ± 0,001

Injekteringsbruk typ 1 enligt tabellen var det recept som normalt användes. Cementet byttes ut mot Injektering 30 (INJ30) när hålfyllnadsbruk behövdes. När vattenförlusten eller bruksåtgången var stor användes ett bruk där vattenmängden sänkts till andelen 0,64 istället för 1,67, jämför tabellen ovan.

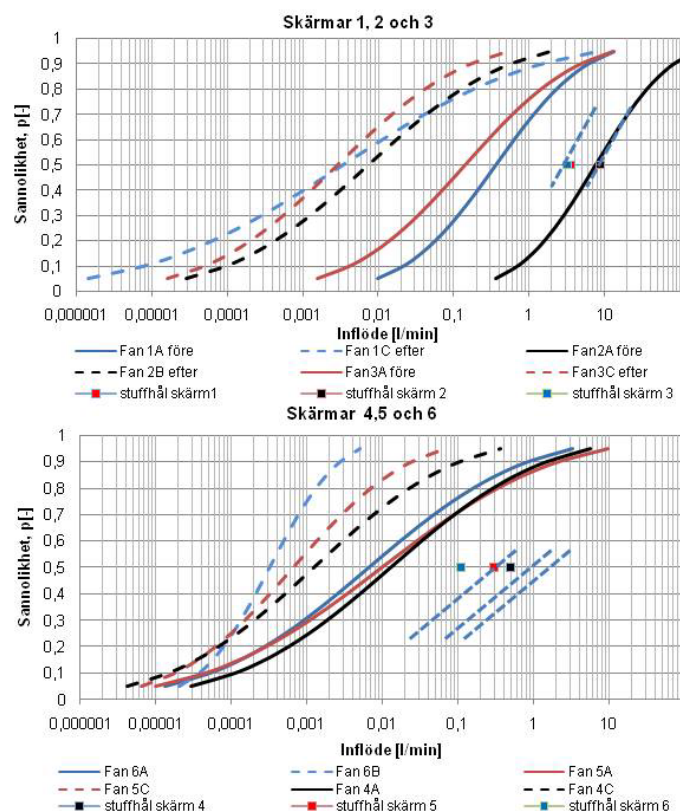
### **Injekteringsutrustning**

Tunneln har ett litet tvärsnitt och därför valdes att använda en liten, automatiserad mobil injekteringsplattform från Atlas Copco, Unigrout EH22 200–140 AWB-SS.

Modificeringar som beställdes av projektet var anpassningar för att enkelt kunna blanda silica sol; automatiserade fatpumpar samt doseringstank. Omröraren är placerad på tre lastceller för att få stor noggrannhet i uppvägningen. Pumpen klarar tryck på 15 MPa.

### **Resultat**

Borrhålen från förundersökningen gav ett inflöde på totalt 96 l/min. Grundvattentrycket var så högt som 3,5 MPa. Flera distinkta strukturer med kraftig vattenföring kunde identifieras samtidigt ger en liten spricka mycket vatten på detta djup. Att finna metoder för mätning av mycket små inflöden var en utmaning. En efteranalys visar att det var nödvändigt att injektera hela tunneln för att klara inläckagekravet. Resultatet från kontrollhålen i injekteringsskärmarna visar på att genomsläppligheten i den injekterade zonen har reducerats ned till som mest 1/10000-del av den ursprungliga. I mer absoluta termer är inflödet mycket litet i varje injekteringsskärm och inbördes tillsynes nästan lika stora (Figur 3).



**Figur 3. Stufvhålens inflöde innan någon injektering alls samt kontrollhålens resulterande inflöde efter injektering. Stufvhålen är här enbart presenterat som en punkt i diagrammet vilket motsvaras av medianvärdet av 4 inflöden. För att förstärka att även stufvhålen har en fördelning över inflödena har en streckad linje tillagts.**

Figur 3 visar inflödena i borrhålen i varje injekteringsskärm anpassade till en log-normalfördelning. För en injekteringsskärm visas det resulterande inflödet i kontrollhålsomgången vilket skall återspegla tätningseffekten av injekteringen, att vi tätat de sprickor vi ämnade att göra utifrån designen. Medianinflödet ( $p=0,5$  på y-axeln) visar hur tätheten i bergmassan har ökat. Exempelvis i skärm 2 visar stufvhålen (4 st) på ett medianinflöde innan injektering på ca 9 l/min (svarta linjer); när inflödet i injekteringsskärmen mäts (svart heldragen linje) har inte medianinflödet i borrhålen minskat mer än till 8,5 l/min. När den första borrhålomgången är injekterad, med både cement och silica sol, visar de resulterande kontrollhålen (streckad svart linje) att medianinflödet minskat till ca 0,001 l/min, alltså en faktor på nästan 10000 ggr. För skärm 6 är medianinflödet i stufvhålen innan injektering ca 0,2 l/min, efter injektering av dessa är inflödet 0,01 l/min (mätt i första omgångens borrhål i injekteringsskärmen) och de resulterande kontrollhålen visar på medianinflödet 0,001 l/min. Att beakta är att samtliga skärmars borrhål visar på stor skillnad mellan största och minsta inflöde vilket är helt normalt för ett sprickigt kristallint berg; skärm 2 från 0,1 l/min till hela 96 l/min.

För medianinflödet beräknas även en transmissivitet för omgången, Tabell 3. Transmissiviteten är antagen att vara lika med den specifika kapaciteten ( $Q/dh$ ). Flödet är medianinflödet som utläses från diagrammet.

**Tabell 3. Beräknade borrhålstransmissiviteter utifrån medianinflödet i injekteringsomgångarna.**

Skärm	Medianinflöde före injektering (stuffhålen)	Medianinflöde efter injektering	Beräknad resulterande mediantransmissivitet ( $T=Q/dh$ )
Nr	[l/min]	[l/min]	[m <sup>2</sup> /s]
1	3,6	0,003	$2 \times 10^{-10}$
2	8,9	0,007	$4 \times 10^{-10}$
3	3,2	0,002	$1 \times 10^{-10}$
4	0,5	0,001	$7 \times 10^{-11}$
5	0,3	0,0007	$6 \times 10^{-11}$
6	0,1	0,0003	$5 \times 10^{-12}$

Som synes från tabellen är de resulterande värdena på transmissiviteten väldigt låga. Konduktiviteten, för de 20 meter långa skärmarna, blir ännu lägre eftersom transmissiviteten delas med sträckan 20 m ( $K=T/L$ ).

Mätvallar är den metod som faktiskt ger oss besked på om vi klarat kravet eller inte. Vi mäter inläckaget i tunneln dagsläget i tre mätvaller, se Figur 1, för lägen (de röda tjockare strecken). En mätvall (mätvall 1) mäter inläckaget för skärmar utanför kontur; en (mätvall nr 2) för skärm 4, innanför kontur, där även det stora uttaget av bergblock för EDZ- studier har gjorts; och en för skärmarna 5 och 6 innanför kontur (mätvall nr 3). Inläckaget per den 12 januari i mätvallarna är presenterat i Tabell 4. Tillåtet inläckage, 1 l/min\*60 m tunnel är även visat där täthetskravet är proportionerat till delstäckan.

**Tabell 4. Inläckaget per den 12 januari i mätvallarna.**

	Skärm typ	Flöde [l/min]	Krav (1l/min/60 m) proportionerat till sektion
<b>Sektion 10-34</b>	Utanför kontur, skärm 2 och 3	0,3	0,4
<b>Sektion 34-50</b>	Innanför kontur, skärm 4	0,8	0,3
<b>Sektion 50-80,7</b>	Innanför kontur, skärm 5 och 6	0,4	0,5
<b>Summa</b>		1,5	

Kravet uppfylls för samtliga delsträckor utan för skärm 4 där EDZ-uttaget gjordes och designen bedömdes ej ändamålsenlig eftersom ingen hänsyn togs till behovet av en ”tätad zon” med viss utsträckning. I nästkommande 2 skärmar innanför kontur ökades

inträngningslängden i den dimensionerande sprickan genom ökat tryck och ökad geltid (därav också ökad injekteringstid).

För att sätta resultatet i perspektiv till vad vi normalt känner till kan vi relatera detta till mer ytligt belägna tunnlar med ca 50 m till grundvattenytan. Inläckaget är idag på 1,5 l/min för 70 m tunnel (ca 2,1 l/min/100 m tunnel) vid ett vilande grundvattentryck på 3,5 MPa. För en tunnel på 50 m vattendjup skulle, då inläckaget är direkt proportionellt mot grundvattentrycket, inläckaget till TASS-tunneln vara 0,3 l/min/100 m.

Designen gav oss att sprickvidder ner till 10 µm skulle tätas. Detta motsvaras av en transmissivitet på ca  $1 \times 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s för hela tunneln. Inläckaget skulle då bli ca 1,6 l/min/100 m. Om vi använder formeln för inläckaget till en tunnel och beräknar transmissiviteten med Moyes utvärderingsmetod (de Marsily, 1996) för skärmarna stämmer det mycket bra överens med de faktiskt uppmätta. Beräknat inläckage för tunnelsträckningen för de första tre skärmarna utanför kontur är 0,2 l/min och det faktiskt uppmätta för denna sträcka är ca 0,3 l/min. Även i detta fall verkar teori och praktik stämma bra överens. Mycket att tacka för detta är att TASS-tunneln har en stabil grundvattenyta (Östersjön) vilket gör avsänkningar och andra fenomen man kan råka ut för vid inte så djupt belägna tunnlar inte uppstår. Samtidigt har vi en noggrann kvalitetskontroll på data där tiden för att ta fram dessa har ingått i planeringen.

I och med EDZ-uttaget har vi fått möjlighet till en ytterligare dimension i projektet; att studera inflödet under inverkan av sprängskadezonen. De första analyserna utförda på Chalmers visar på att genomsläppligheten i sprängskadezonen kan vara en faktor 100 högre än det omgivande berget. Men sprängskadorna ökar endast inflödet till tunneln marginellt (Gustafson, 2009). Detta medför att dropp från tak och väggar omfördelas till tunnelgolvet vilket också iakttagits vid de droppkaraktiseringar som utförts i tunneln. Droppen är mycket små och få till antalet och utgör endast en liten del av det totala inläckaget. Detta blir en viktig del att undersöka och åtgärda för den kommande efterinjekteringen som utförs där skärm 4 injekterades.

## **Diskussion och slutsatser**

### **Har målen uppnåtts?**

Nedan förs, för varje uppsatt delmål, en diskussion huruvida delmålet uppfyllts.

1. Bekräftelse av silica sols användbarhet vid det vattentryck som är aktuellt för deponeringstunnlar i slutförvaret.

Resultaten visar att silica sol fungerar för tunneltätning på detta djup, inom redovisade gränser. Aktuellt vattentryck har legat på 3,0 -3,5 MPa och tätade sprickor har haft en hydraulisk sprickvidd på 10-170 µm. Flödet i kontrollhålen har givit en omedelbar information om förändrad täthet i bergmassan.

2. Bekräftelse att det på förvarsdjup är möjligt att uppnå en täthet motsvarande ett maximalt inläckage på 1 l/min och 60 m tunnel med för slutförvaret tillämpbara bruk.



Inläckaget i mätvallarna mäts sektionsvis, och kravet på 1 l/min och 60 m tunnel proportioneras till sektionen. För etapp 2, sektion 10-33 m är inläckaget i mätvall nr 1 ca 0,3 l/min för en sträcka på 23 m. Jämnt fördelat till 60 meters tunnel motsvarar det ett inläckage på ca 0,8 l/min. För etapp 3, sektion 33-81 m, är inflödet 1,2 l/min vilket 0,4 l/min för mycket att klara kravet. I denna etapp finns även en skärm som är utförd med en design som vi inte idag tror på samt dessutom så är EDZ-uttaget inom etappen. Direkt vet vi inte ännu bidraget från EDZ-uttaget men att det påverkar har vi påvisat genom inflödes mätningar före och efter uttaget. Om man räknar bort skärm 4 och tittar på flödet i mätvall nr 3 så är kravet uppnått.

- Bekräfta modeller för inträngning och att ökad täthet erhålls.

I den begränsade bergmassa som fälttestet utförts har en ökad täthet uppnåtts. Modellerna för inträngningslängd samt anpassning av utförandet med inträngningslängden som grund har givit eftersträvat resultat. Detta skall analyseras vidare med studier av enstaka borrhål med tillhörande kontrollhål.

- Visa att täthet kan erhållas med injekteringsskärmar utanför konturen.

Det största inflödet före injektering mätt i kontrollhål var ca 60 l/min. Ökad täthet har påvisats genom jämförelse mellan medianinflöde i kontrollhål före och efter injektering. Kontrollhålen visar att en täthet motsvarande en transmissivitet på  $1 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$  eller mindre (inflödet = 0,004 l/min) kan fås. Inläckaget till tunneln efter injektering mätt i mätvall nr 1, ger ett inflöde motsvarande eller bättre än det ställda kravet för en sträcka på 23 m. I skärmarna utanför kontur har inflödet i borrhålen markant reducerats redan efter den första injekteringsomgången. För samtliga 3 skärmar utanför kontur var efter första omgångens injektering medianvärdet från log-normalfördelningarna lägre eller lika med 0.1 l/min.

- Visa att täthet kan erhållas med injektering innanför konturen.

Ökad täthet i bergmassan har påvisats genom jämförelse mellan medianinflöde i kontrollhål före och efter injektering. För båda de utförda skärmarna ger den sista resulterande omgångens kontrollhål ett medianinflöde lika litet som för skärmarna utanför kontur (= 0,001 l/min). Kontrollhålen är dock belägna inom kontur och det intressanta är tätheten i bergmassan kring tunneln. Denna kan inte bedömas innan tunneln är uttagen.

Sammanfattningsvis är det möjligt att uppnå en mycket hög täthet för en tunnel som är djupt belägen. Sprickvidder ner till 10  $\mu\text{m}$  har tätats, med för detta behövs en robust design, väl genomförd injektering och resurser (tid, pengar, utrustning) som är anpassade till målet. Om man vill visa på vad som kan åstadkommas måste även måttnoggrannhet i olika system beaktas, exempelvis inflödet. För silica solen är geltiden viktig. Den är central i design och utförandet. Försöken visar att den är styrbar och att

därmed också injekteringen är det. Tillsammans med ett robust cementbaserat bruk har även stora flöden vid höga tryck kunnat tätas.

### **Kvarstående uppgifter**

De övriga målen och dess måluppfyllelse har vi inte berört i denna artikel och kommer ingå i den slutrapport för projektet som kommer att skrivas.

I mars kommer en efterinjektering av sträckan 34- 50 m att göras. Dels för att inläckaget är större än kravet och dels är sträckan väl avskärmd med två mätvallar som möjliggör vidare analyser om inflödet i övriga delar i tunneln påverkas av en efterinjektering. I denna del kommer också påverkan av EDZ att studeras genom att dropp kommer att karakteriseras kontinuerligt under efterinjekteringen.

En slutrapport av detta projekt kommer under våren 2010.

### **Tack**

Vi vill avsluta med att tacka SKB för finansiering och ett mycket väl fungerande samarbete med styrgrupp och referensgrupp där konstruktiva diskussioner förts som underlag för väl underbyggda beslut. Tack till samtliga projektmedlemmar som har arbetat hårt för att nå dessa resultat. Slutligen kan vi också konstatera att det är flera decennier av injekteringsforskning och utveckling på högskolor och i olika anläggningsprojekt som lett till att vi idag har den kunskapsnivå och kompetens som gjort det möjligt att uppnå projektmålen.

## Referenser

- Axelsson, M, 2009. Prevention of Erosion of Fresh Grout in Hard Rock. Dissertation, Doktorsavhandlingar vid Chalmers tekniska högskola. Ny serie. 2915. Chalmers University of Technology. Göteborg
- de Marsily, G, 1986. Quantitative Hydrogeology. Groundwater Hydrology for Engineers. Academic Press, Inc., Orlando, USA.
- Emmelin, A, Brantberger, M, Eriksson, M, Gustafson, G, Stille, H, 2007. Rock grouting – Current competence and development for the final repository. SKB-rapport R-07-30.
- Eriksson, M, Stille, H, 2005. Cementinjektering i hårt berg. SveBeFo, Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning. ISBN:91-631-6632-1. Stockholm, Sweden.
- Fransson, Å, 2001. Characterisation of Fractured Rock for Grouting Using Hydrogeological Methods. Doctoral Thesis. Department of Geology, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- Funehag, J, 2007. Grouting of Fractured Rock with Silica Sol, Grouting design based on penetration length. Dissertation, Doktorsavhandlingar vid Chalmers tekniska högskola. Ny serie. 2560. Chalmers University of Technology. Göteborg
- Funehag, J, 2009. Injekteringen av TASS-tunneln, delresultat t o m september 2008. SKB-rapport R-08-123, in prep.
- Gustafson, G, Fransson, Å, Funehag, J, Axelsson, M, 2004. Ett nytt angreppssätt för bergbyggare och analysprocess för injektering. Väg- och vattenbyggaren, nr 4, SVR. Stockholm.
- Gustafson, G, Fransson, Å, 2005. The use of the Pareto distribution for fracture transmissivity assessment. Hydrogeology Journal, 1435-0157
- Gustafson, G, Stille, H, 2005. Stop criteria for cement grouting. Felsbau, Vol. 23, No. 3, pp. 62-68
- Gustafson, G, 2009. Personligt samtal med Gunnar Gustafson på Chalmers tekniska Högskola i januari, 2009.
- Karlzén, R, Andersson, C, 2009. Kvalitetsstyrning mot ständig förbättring. Bergsprängningskommitténs DISKUSSIONSMÖTE 10 mars 2009, Stockholm.
- Sievänen, U, Raivio, P, Vuorinen, U, Hansen, L, Norokallio, J, Syrjänen, P, 2006. Optimisation of the Technical Properties of Low pH Cementitious Injection Grout, Laboratory tests and pilot field test 3. Working Report 2006-85. Posiva Oy.



# NYTTAN AV VATTENFÖRLUSTMÄTNINGAR VID TÄTNING AV TUNNLAR

## The use of water pressure tests (WPT) in sealing of tunnels

*Karl Persson och Anna Engström, BERGAB – Berggeologiska Undersökningar AB  
Gunnar Gustafson, Avdelningen för geologi och geoteknik, Chalmers Tekniska Högskola*

### Sammanfattning

Nyttan av vattenförlustmätningar vid tätning av tunnlar studerades genom att i efterhand utvärdera injekteringsprotokoll från tre järnvägstunnlar på Botniabanan; Varvsberget, Kalldal och Strannebergstunneln. Vi har testat om resultatet av vattenförlustmätningarna hade kunnat användas för att förutspå om skärmen överhuvudtaget hade behövt tätas. Vidare testas om man genom att använda data systematiskt kan erhålla ett ”kvitto” på om tätningen lyckades. Vi använder en utvärderingsmodell som behandlar skärmen som en helhet och som baseras på konfidenssannolikheter.

Studien visar att vattenförlustmätningar kan förutspå att injektering ej hade behövts i Varvsberget för att uppfylla Miljödomens täthetskrav. I Kalldal där berget var betydligt mer vattenförande visade vattenförlustmätningarna att tätning var nödvändigt. Utvärderingsmetoden visade dessutom att många av skärmarna ej var tillräckligt tätade. Dock var det ej möjligt att utvärdera vilka skärmar som var tillräckligt tätade pga. att mätnoggrannheten var för låg i förhållande till det angivna täthetskravet. Mätmetoden kan dock utvecklas med enkla medel för att kunna verifiera om skärmen är tillräckligt tät även vid högt ställda krav.

### Summary

The use of water pressure tests (WPT) as a tool to evaluate the tightening of tunnels by grouting was evaluated by an analysis of data from three railway tunnels along the new Botnia line: The Varvsberget, Kalldal and Stranneberg tunnels. We tested if the WPTs could be used to predict if grouting of a fan should be made or not. Further it was evaluated if the success of a grouting fan could be assessed by a systematic use of WPT data. We use an assessment model based on confidence probabilities.

The paper shows that WPTs predict that grouting would not have been necessary in the Varvsberget tunnel to fulfil the requirement postulated by the environmental court. For the Kalldal tunnel, where the rock was more pervious, WPTs showed that sealing of the tunnel was necessary. The assessment method showed also that many of the fans were unsatisfactory. It was, however, not possible to evaluate which fans were satisfactory because of poor measurement accuracy in relation to the tightness requirement. The measurement accuracy should be possible to improve with rather simple means in order to verify that a fan is sufficiently tight also for high tightness demands. .

## **Introduktion**

I undermarksprojekt utförs mer eller mindre omfattande tätningsåtgärder för att undvika skadlig omgivningspåverkan, samt uppfylla ställda funktionskrav. Tätningsarbetet utförs vanligen som förinjektering, vilken vid behov kompletteras med efterinjektering.

Vattenförlustmätningar föreskrivs i många projekt för att styra injekteringsarbetet med avseende på utförande och kontroll av tätning. Nyttan av sådana mätningar är dock ifrågasatta. Förutom ekonomiska aspekter såsom att mätningarna tar tid och kostar pengar, råder det ofta oklarheter i hur resultatet från vattenförlustmätningarna skall användas.

SveBeFo projekt 226 syftar till att utvärdera hur resultatet från vattenförlustmätningar använts för att ta beslut om injektering vid stuff under byggnationen av tre svenska järnvägstunnlar. Vidare testas om resultatet av mätningarna hade kunnat användas på ett mer systematiskt sätt.

I studien testas en ny utvärderingsmetod baserad på ett sannolikhetskoncept. Metoden kan användas för att besluta vilka skärmar som behöver tätas eller ej vid stuff, samt för att ta reda på när tätheten uppfyller kraven reglerade i Miljödomen. Resultaten och slutsatserna som presenteras nedan är en sammanfattning av två delstudier som presenteras till fullo i SveBeFo projekt 226 projektrapport.

### **Studerade tunnlar**

Vi valde tre svenska tunnelprojekt på Botniabanan som byggdes av Skanska och Lemminkäinen mellan 1999-2005. Varvsberget är en ca 2 km lång tågtunnel som går genom centrala Örnsköldsvik. Strannebergstunneln och Kalldalstunneln ligger några mil öster om Örnsköldsvik. Tunnlarna är ca 1 km långa.

Varvsberget valdes för att representera ett tunnelbygge i tätt berg. Dessutom fanns material från omfattande hydrologiska tester i borrhål att tillgå. Kalldalstunneln och Strannebergstunneln studerades för att kunna utvärdera hur injekteringen styrdes och hade kunnat styras vid passagen av deformationszoner med stora inläckage.

### **Vattenförlustmätningar**

Syftet med vattenförlustmätningar är att förutspå skärmens täthet, genom att pumpa in vatten med ett stabilt flöde vid ett visst övertryck i sonderingshål. Här förutsätter man att det finns en direkt koppling mellan skärmens täthet och inläckagets storlek. Generellt utförs vattenförlustmätningar vid stuff genom att man monterar en manschett någon meter in i borrhålet, varefter reglerventilen öppnas och vatten trycks in med ett konstant tryck. Normalt utförs vattenförlustmätningar vid ca 0,5 MPa övertryck. Eftersom man inte känner till grundvattentrycket vid varje skärm, approximerar man ofta grundvattentrycket till den pelare vatten i meter som finns mellan tunneltaket och bergets överyta. Totaltrycket vid vattenförlustmätningarna varierar således med bergtäckningen, och trycket justeras vanligen från högtryckspumpen. Mätningen av flödet påbörjas ofta genom att flödesmätaren nollställs. Efter två minuter avläses det totala flödet i liter.

### **Utvärdering av vattenförlustmätningar som beslutsunderlag för injektering**

Ett vanligt problem är att avgöra om injektering skall utföras eller om en injektering kan godkännas på grundval av vattenförlustmätningar. Syftet är då att avgöra om inläckaget,  $q$ , för en injekteringskärm,  $L_i$ , kommer att vara mindre än ett kritiskt designvärde,  $q_d$ . Eftersom

transmissiviteten,  $T$ , bestämd från vattenförlustmätningar oftast är lognormalfördelad har frågan inte något exakt svar förrän tunneln är utsprängd och inflödet kan mätas. Man kan emellertid med utgångspunkt från ett enkelt statistiskt resonemang uppskatta sannolikheten (konfidensnivån) för att lyckas. Detta kan användas både för att styra en injekteringsprocess och för att utvärdera genomförda injekteringar.

### Inflöde till en tunnel

Inläckaget till en tunnel, vare sig den är injekterad eller ej kan beräknas med<sup>i</sup>:

$$q = \frac{2\pi T_e \cdot H / L_t}{\ln(2H / r_t) + (T_0 / T_{inj} - 1) \cdot \ln(1 + t / r_t) + \xi} \quad (1)$$

Här är  $H$  vilande grundvattennivå,  $r_t$  är tunnelradien och  $t$  den injekterade zonens tjocklek.  $T_0/T_{inj}$  är kvoten för transmissiviteterna för den aktuella injekteringsskärmen före och efter injektering. Effektivvärdet för den större bergvolym som omsluter injekteringsskärmen,  $T_e$ , är omdebatterat. Om man använder ett aritmetiskt medelvärde är erfarenheterna att prognoserna ger ett mycket högre värde än vad man sedan uppmätt<sup>ii</sup>. Det kan givetvis också ha andra orsaker som förändringar i bergspänningen, luft i sprickorna närmast tunneln och kemiska utfällningar. Inverkan av dessa brukar man dock sammanfatta i skinfaktorn,  $\xi$ .

Ett ofta använt uttryck för den hydrauliska konduktivitetens effektivvärde,  $K_e$ , är Matherons förmodan<sup>iii</sup>:

$$K_e = K_g \cdot \exp \left[ \sigma_{\ln K}^2 \left( \frac{1}{2} - \frac{1}{D} \right) \right] \quad (2)$$

Här är  $K_g$  det geometriska medelvärdet för en lognormalfördelad hydraulisk konduktivitet,  $\sigma_{\ln K}$  är den logaritmiska standardavvikelsen och  $D$  dimensionaliteten hos flödessystemet. Om vi antar att flödet i huvudsak är radiellt mot tunneln (cylindriskt) är  $D = 2$ . Vi kan då bestämma den effektiva transmissiviteten som:

$$T_e = K_g \cdot L_t \quad (3)$$

Om vi sedan antar att transmissiviteterna är lognormalfördelade och oberoende (vilket oftast inte är helt sant) kan vi bestämma den effektiva transmissiviteten till fördelningens medianvärde,  $T_e \cong T_m$ .

För en oinjekterad tunnel faller den andra termen i nämnaren i Ekvation 1 bort och vi kan beräkna det sannolika inflödet i skärmen till:

$$q = \frac{2\pi T_m \cdot H / L_t}{\ln(2H / r_t) + \xi} \quad (4)$$

### Transmissiviteter för sonderingshål

Vattenförlustmätning i ett sondhål ger ett lokalt värde för transmissiviteten<sup>iv</sup>:

$$T \approx Q/dh = \frac{Q \cdot \rho_w g}{\Delta p_w} \quad (5)$$

$Q$  är injekterad vattenmängd och  $dh = \Delta p_w / \rho_w g$  är det pålagda trycket mätt i m vattenpelare. För en inflödesmätning där borrhålet får rinna fritt mäts inflödet,  $Q$ , och vilande grundvattenyttnivå,  $H$ , vilket ger transmissiviteten:

$$T \approx Q/H \quad (6)$$

Även om vi finner att mätta transmissiviteterna är lognormala är osäkerheten stor för värdet på medianen eftersom antalet borrhål är litet. Vi behöver därför en metod för att beräkna sannolikheten för att medianen är mindre än ett visst kritiskt värde:  $p(T_m \leq T_{crit}) = p_m$ .

### Konfidsintervall för mediantransmissiviteten

Det kritiska värdet för mediantransmissiviteten får vi genom att sätta in designvärdet,  $q_d$ , för inflödet i Ekvation 4 och lösa ut den motsvarande transmissiviteten:

$$T_{crit} = \frac{\ln(2H/r_t) + \xi}{2\pi} \cdot \frac{L_t}{H} \cdot q_d \quad (7)$$

Om vi tar en godtycklig vattenförlustmätning i ett sondhål följer direkt från medianens definition att sannolikheten för att det är större än medianen är  $1/2$ . Samma gäller givetvis för sannolikheten för att det ska vara mindre än medianen. Vi får alltså:

$$p(T < T_m) = 0,5 \quad (8a)$$

$$p(T > T_m) = 0,5 \quad (8b)$$

Om vi testar två sondhål,  $T_1$  och  $T_2$  finner vi:

$$p(T_1 \text{ och } T_2 < T_m) = 0,25 \quad (9a)$$

$$p(T_1 \text{ eller } T_2 < T_m) = 0,50 \quad (9b)$$

$$p(T_1 \text{ och } T_2 > T_m) = 0,25 \quad (9c)$$

Detta kan enkelt generaliseras till att gälla flera observationer. Om vi kallar antalet observationer mindre än  $T_m$  för  $N^-$  och antalet observationer som är större för  $N^+$  blir hela antalet tester  $N = N^- + N^+$ . Sannolikheten för att antalet tester  $N^+$  utav  $N$  stycken som är större än medianen är då binomialfördelat så att:

$$p(N^+) = 1 - \text{Binomial}(N^+, N, 1/2) \quad (10)$$

I vårt fall vill vi bestämma sannolikheten,  $p_m$ , för att medianen är mindre än det kritiska värdet  $T_{crit}$ . Man gör det genom att anta att  $T_{crit}$  är medianen och sedan beräkna sannolikheten för att det verkligen är så. Vi testar alltså  $N$  borrhål, jämför de utvärderade transmissiviteterna med  $T_{crit}$  och ser efter hur många värden  $N^+ \in [0, N]$  som är större. Med hjälp av ekvation 10 kan vi göra en tabell för detta.



Här bör man diskutera vilken konfidensnivå man bör eftersträva. För en injekteringskärm är antalet sondhål litet (2 – 5). Emellertid är det oftast inte ett problem om en kärm inte lyckas i en serie av skärmar längs en tunnel. Vi finner dock att om vi vill ha en konfidensnivå  $p_m \approx 0,9$  kan vi inte acceptera att något av tre borrhål har  $T > T_{crit}$ . Om vi accepterar  $p_m \approx 0,7$  får inte något av två borrhål eller högst ett av fyra ha högre transmissivitet o.s.v.

Tabell 1. Konfidensnivåer för mediantransmissiviteten att vara mindre än ett kritiskt värde för ett antal vattenförlustmätningar.

$N \setminus N^+$	0	1	2	3	4	5
1	0,50	-	-	-	-	-
2	0,75	0,25	-	-	-	-
3	<b>0,88</b>	0,50	0,13	-	-	-
4	<b>0,94</b>	0,69	0,31	0,06	-	-
5	<b>0,97</b>	0,81	0,50	0,19	0,03	-
6	<b>0,98</b>	<b>0,89</b>	0,66	0,34	0,11	0,02

För en längre tunnelsträcka, säg 100 m, som oftast motsvarar ca. 5 skärmar finns det 5 gånger så många sonderingshål. Samma tabell för detta fall visas i Tabell 2.

Tabell 2. Konfidensnivåer för mediantransmissiviteten att vara mindre än ett kritiskt värde för ca. 5 injekteringskärm.

$N \setminus N^+$	0	1	2	3	4	5	7	9	10
10	<b>1,00</b>	<b>0,99</b>	<b>0,95</b>	0,83	0,62	0,38	0,05	0,00	0,00
15	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>0,98</b>	<b>0,94</b>	0,85	0,50	0,15	0,06
20	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>0,99</b>	<b>0,98</b>	<b>0,87</b>	0,59	0,41
25	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>0,98</b>	<b>0,89</b>	0,79
30	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>1,00</b>	<b>0,98</b>	<b>0,95</b>

Här ser vi att om vi inte accepterar några  $T > T_{crit}$  kommer vi att vara mycket säkra på att medianen är mindre,  $p_m \approx 1,00$ . Vi finner alltså att ett större antal observationer ökar vår konfidensnivå för samma antal  $T > T_{crit}$ . Från Tabell 2 kan vi utläsa att om vi använder 3 sonderingshål för varje kärm,  $N = 15$ , och högst tillåter ett överskridande per kärm kommer vi alltid att ha en konfidensnivå  $p_m > 0,85$  för hela sträckan. Hur många sonderingshål vi väljer och vilken konfidensnivå vi anser oss behöva måste givetvis diskuteras och väljas för varje tunnel.

För praktiskt bruk kan det vara enklare att direkt jämföra med utflödet från öppna sondhål. För att det ska bli rätt måste dock alla man inte mäter på vara stängda. Från Ekvation 6 och 7 får vi:

$$Q_{crit} = H \cdot T_{crit} = \frac{\ln(2H/r_t + \xi)}{2\pi} \cdot L_t \cdot q_d \quad (11)$$

Detta värde jämförs sedan med vad man mäter från borrhålen och på samma sätt som tidigare räknar man antalet överskridanden,  $N^+$ , av totalantalet,  $N$ , och går in i tabellerna för att

bestämma konfidensnivån. Man kan också använda specifik kapacitet,  $(Q/dh)_{crit}$  eller till och med  $Lu_{crit}$  beräknade enligt samma princip om det känns bättre.

### Värdering av inflöden till en injekterad tunnel

Inflödet till en injekterad tunnel kan uppskattas med Ekvation 1. Parametrarna i ekvationen är som regel inte kända när man skall utvärdera om en injekteringsskärm är godkänd eller inte. Vi kan dock med vissa förenklingar ställa upp kriterier som kan användas på samma sätt som för den oinjekterade tunneln. En lyckad injektering förutsätter att vi får en effektiv tätning i den injekterade zonen,  $T_0/T_{inj} \rightarrow 50-200$ . Vidare kan vi normalt anta att tjockleken på den injekterade zonen är av ungefär samma storleksordning som diametern på tunneln. Sätter vi in detta i Ekvation 1 får vi:

$$q \approx \frac{2\pi H}{L_t} \cdot \frac{T_{inj} \cdot T_m}{T_0} \quad (12)$$

För att utvärdera kvoten  $T_0/T_{inj}$  måste vi analysera flödesfältet runt tunneln. Data visar att både  $T_0$  och  $T_{inj}$  i stort sett är lognormalfördelade<sup>v</sup> och statistiskt oberoende. Detta innebär att kvoten också är lognormalfördelad. Samma data visar att varianserna också i stort sett är desamma. Vidare vet vi inte särskilt mycket om flödesfältet runt tunneln men vi kan trots det anta att dimensionaliteterna,  $D$ , är ungefär desamma. Under dessa förutsättningar kan vi reducera kvoten till:

$$\frac{T_0}{T_{inj}} \approx \frac{T_m \cdot \exp\left[\sigma_{\ln K}^2 (1/2 - 1/D)\right]}{T_{m,inj} \cdot \exp\left[\sigma_{\ln K}^2 (1/2 - 1/D)\right]} = \frac{T_m}{T_{m,inj}} \quad (13)$$

Om detta sätts in i Ekvation 12 får vi:

$$q \approx \frac{2\pi H}{L_t} \cdot T_{m,inj} \quad (14)$$

Här är  $T_{m,inj}$  medianen för kontrollhålens transmissiviteter. Det innebär att samma angreppssätt som för sondhålen kan användas också för dessa. Det värde som man då skall jämföra med är:

$$T_{crit,inj} = \frac{q_d \cdot L_t}{2\pi H} \quad (15)$$

Också i detta fall kan man givetvis också använda inflöden, specifika kapaciteter eller Lugeonvärden omräknade från Ekvation 15.

### Tillämpning Botniabanans tunnlar

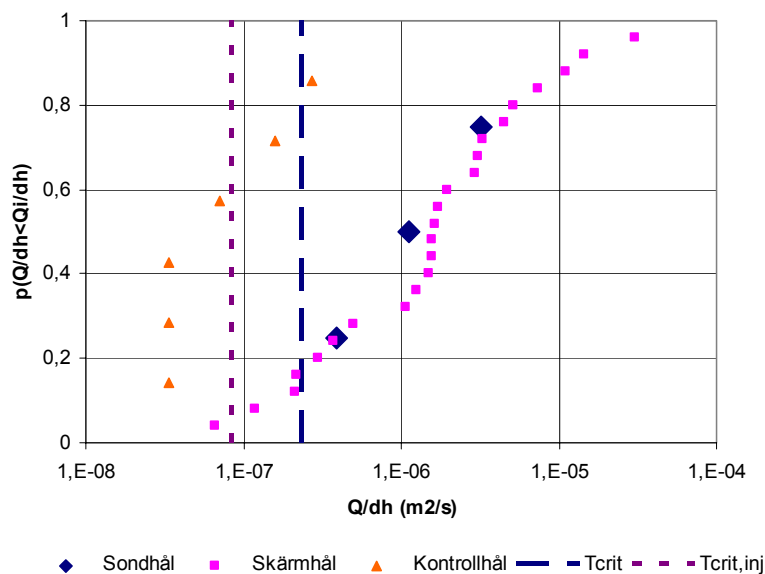
Injekterings- och vattenförlustprotokoll från Botniabanans tunnlar användes som grundmaterial tillsammans med material från förundersökningar och bygghandlingar. De vattenförluster som registrerats i borrhål före injektering i Botniabanans tunnlar omräknades till transmissiviteter. Vi utgick från de angivna värdena i liter/2 min, och beräknade enligt

Ekvation 5. Transmissiviteten i en skärm jämfördes mot det kritiska värdet för att fastställa antalet hål som överstiger det kritiska värdet (se förklaring Figur 1).

Figur 1 visar ett fördelningsdiagram för uppmätta transmissivitet i sondborrhål, injekteringshål och kontrollhål. Diagrammet visar sannolikheten för att ett värde skall vara mindre än det uppmätta värdet i ett visst borrhål. För att konstruera diagrammet sorterar man sina  $N$  värden i storleksordning  $n$ , där värdet enligt Weibulls formel<sup>vi</sup> får sannolikheten:

$$p(T < T_n) = \frac{n}{N+1} \quad (16)$$

Detta värde plottas sedan mot transmissivitetvärdet,  $T_n$ , på  $x$ -axeln. Genom att  $T$ -värdena spänner över flera tiopotenser (lognormalfördelning) är det lämpligt att använda en logaritmisk axel. Förutom att man direkt kan avläsa medianen för en serie mätvärden vid värdet 0,5 på  $y$ -axeln kan man avläsa skillnaden mellan olika mätserier i avståndet mellan dem. I exemplet i Figur 1 ser vi att sondhålen och borrhålen i skärmen, som bör representera samma datamängd ligger nära varandra. Kontrollhålen ligger i en serie av tydligt lägre värden till vänster om de ursprungliga. Avståndet mellan kurvorna är proportionellt mot logaritmen för transmissiviteterna före och efter injektering, i detta fall en förbättring av  $T_0 / T_{inj} \approx 30$ . I diagrammet kan man också lägga in de kritiska gränserna för om injektering behövs eller har lyckats. Man kan också påpeka att medianen är en mer robust parameter än ett medelvärde. För kontrollhålen ser vi att tre av mätningarna ligger under mätgränsen. Trots det kan vi bestämma ett medianvärde av:  $T_m \approx 5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  för dessa.



Figur 1. Exempel på utvärderingsgraf. Transmissiviteten av skärnhål jämförs mot det kritiska värdet. I exemplet är nästintill samtliga hål större än det kritiska värdet, vilket medför att skärmen måste tätas för att ej överskrida täthetskravet i Miljödomen. Efter tätning mäts transmissiviteten av den tätade skärmen (kontrollhål) och jämförs mot det kritiska värdet för den injekterade zonen ( $T_{crit,inj}$ ). I exemplet är 2 hål av 6 kontrollhål större än det kritiska värdet, vilket medför att sannolikheten för att skärmens tätning är tillräcklig är 66 % (se Tabell 1).

Figure 1. Example of an evaluation graph. The transmissivity of grouting fan boreholes is compared to the critical value. For the example almost all values are greater than the critical

value. This provides that the fan has to be grouted. After grouting the control boreholes are compared to the critical value for the grouted zone ( $T_{crit,inj}$ ). In the example 2 holes out of 6 are greater than the critical value, which gives a confidence level of 66 % (see Table 1) that the fan is tight enough.

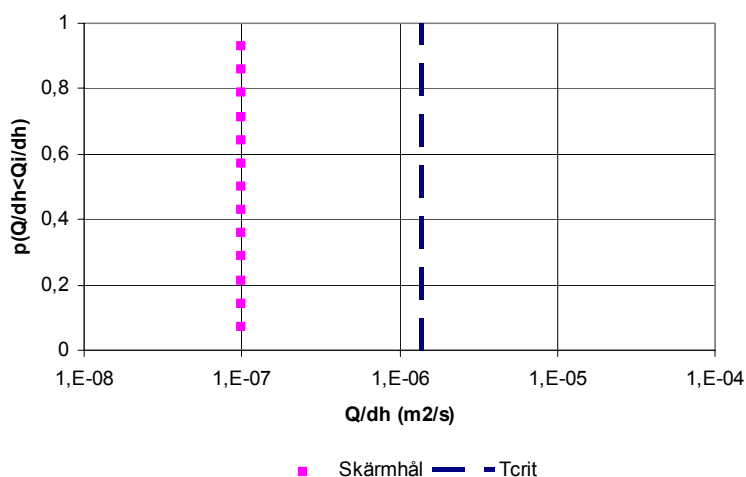
På samma sätt jämfördes kontrollhålen i den tätade zonen mot det kritiska värdet för den tätade zonen som beräknades enligt Ekvation 15.

Nedan presenteras resultatet från utvärderingen av Varvsberget och Kalldalstunneln. I fallet Varvsberget har vi utvärderat vattenförlustmätningar i relativt tätt berg för att undersöka om man hade behövt täta tunneln. I Kalldalstunneln fanns en passage med sämre berg där stora problem med inläckage uppkom under byggtiden. Denna delsträcka har studerats med frågeställningen hade man genom att systematiskt analysera vattenförlustmätningar kunna utvärdera om tunneln efter injektering blev tillräckligt tät.

## Resultat

### Användande av vattenförlustmätningar vid stuff för att fastställa om tätning erfordras, ex. Varvsberget

Vattenförlustdata från samtliga injekteringsskärmar i Varvsbergets huvudtunnel, totalt 98 st plottades och utvärderades. En injekteringsskärm består av 13 skärnhål fördelade i tak, anfang och vägg. Totalt utfördes 1233 mätningar av vattenförlust i skärnhål i huvudtunneln. Av dessa angavs flödet till 0 liter/2 min i 80 % av mätningarna, vilket medför att de flesta skärmar endast innehåller sk. nollhål. Som figur 2 visar blir fördelningsdiagrammet för en skärm med bara nollhål ganska ointressant. Att villkoret att medianen skall vara mindre än det kritiska värdet är uppfyllt behöver man dock i detta fall inte tveka om. Således är skärmen är att betrakta som tät innan den injekteras med avseende på Miljödomens krav.



Figur 2. Exempel på skärm, Varvsberget.

Figure 2. Example of data from a fan in the Varvsberget tunnel.

En sammanställning av samtliga utvärderade injekteringsskärmar kan ses i tabell 3. Av tabellen framgår att av 98 utvärderade skärmar var samtliga hål mindre än det kritiska värdet i 52 skärmar. Nio skärmar innehöll ett hål vardera med ett hål större än det kritiska värdet, 10 skärmar hade två hål större, etc. Om vi låter 3 skärnhål eller färre av 13 st vara större än det

kritiska värdet är konfidensnivån 83 %, vilket betyder att sannolikheten är hög för att skärmen är tillräckligt tät utan injektering. Läger man ihop flera skärmar och utvärderar en större datamängd kommer man att inse att sannolikt behöver de flesta av de resterande 22 skärmarna ej heller tätas (se tabell 2).

Tabell 3. Sammanställning av utvärderingen Varvsberget.

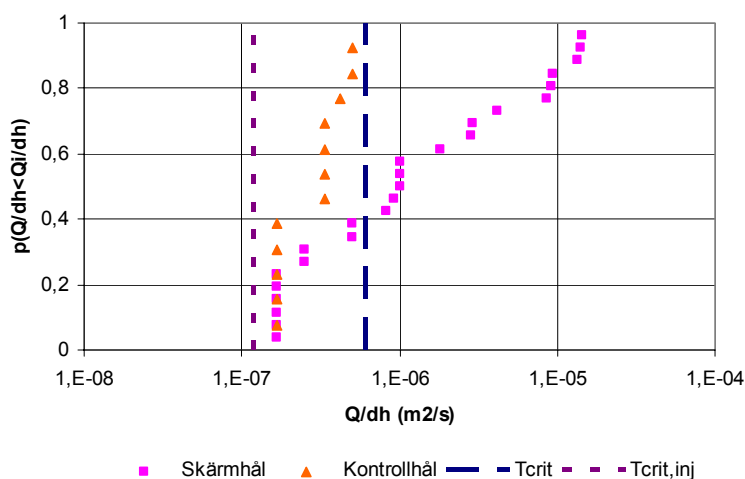
Totalt antal utvärderade skärmar	98	Sannolikheten att $T_m < T_{crit}$
Antal skärmar 0 hål * $T > T_{crit}$	52	~100 %
Antal skärmar 1 hål * $T > T_{crit}$	9	99 %
Antal skärmar 2 hål * $T > T_{crit}$	10	95 %
Antal skärmar 3 hål * $T > T_{crit}$	5	83 %
Antal skärmar 4-13 hål * $T > T_{crit}$	22	

I Varvsberget utfördes ej heller någon egentlig tätning eftersom att botten av tunnelprofilen ej tätades. Tätning skedde främst för att undvika dropp. Täthetskravet i Varvsberget under drift var 5 l/min och 100 meter tunnel. Mätningar av inläckage utfördes i sprängfronten ca en ggr per vecka under byggtiden. Man uppmätte som regel värden strax under 2,5 l/min och 100 meter tunnel.

#### Användande av vattenförlustmätningar vid stuff för att utvärdera skärmens tätning efter injektering, ex. Kalldalsberget

I Kalldalsberget, passagen under Ovensjömyran har vattenförlustmätningar från 24 injekteringsskärmar utvärderats. Nedan visas utvärderingen av 3 skärmar. Injekteringsskärmarna består av 25 skärnhål fördelade längs hela tunnelprofilen inkl. botten. Grundskärmen kompletterades med 12 kontrollhål. Vid fortsatta synliga läckage har en 3:e injekteringsskärm bestående av 2-6 hål satts.

I figur 3 visas utvärderingen av injekteringsskärm 38. Vattenförlustmätningar innan injektering visar att mer än hälften av skärnhålen är större än det kritiska värdet, dvs. utan tätning kommer skärmen att överstiga Miljödomens täthetskrav. Efter injektering kontrolleras tätningen i kontrollhål mot det kritiska värdet för den tätade zonen.

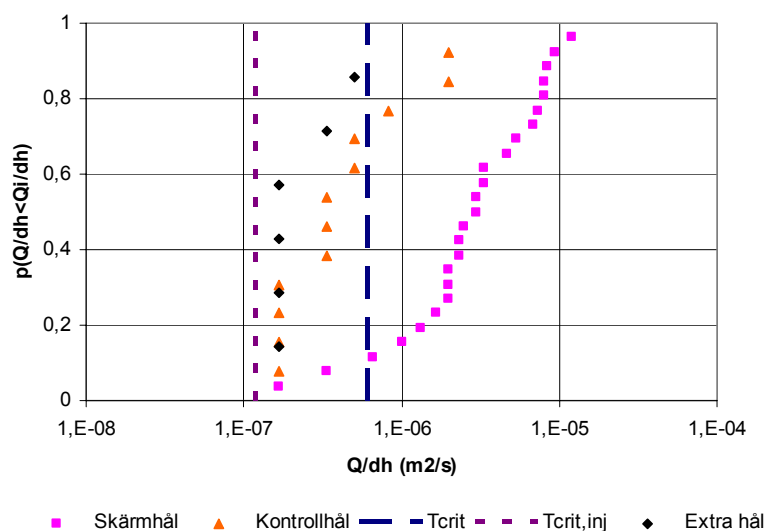


Figur 3. Kalldal skärm 38. Utvärderingen av vattenförluster i kontrollhål visar att skärmen ej blev tillräckligt tät.

Figure 3. Fan 38 in the Kalldal tunnel. The evaluation of the control boreholes shows that the fan is not sufficiently tight.

Av grafen framgår att skärmen har blivit tätare, men att tätningsinsatsen ej är tillräcklig. Fler än hälften av kontrollhål ligger över det kritiska värdet för den injekterade zonen. Det betyder att sannolikheten är stor för att skärmen ej kommer att klara kravet i Miljödomen.

Utvärderingen av skärm 41 visar att skärmen är vattenförande innan tätning (Figur 4). Transmissiviteten i kontrollhål indikerar att skärmen blivit tätare, men ej tillräckligt tät. Efter tätningen av kontrollhålen borrades 6 nya hål ("extra hål" i figuren), som har använts för att utvärdera om en andra tätningsinsats ytterligare ökade skärmens täthet. Av grafen framgår att skärmen blivit tätare, dock är det svårt att utvärdera om tätningen är tillräcklig. Detta beror på att noggrannheten i vattenförlustmätningarna inte är tillräcklig. Det beror i sin tur främst på att tillräckligt små vattenmängder inte kan mätas med den utrustning som finns på riggen. Med metoden så som den är utförd i Kalldal, kan man ej mäta värden mindre än  $1,7 \times 10^{-7}$ . Alla mätvärden  $\leq 1,7 \times 10^{-7}$  (4 av 6) kan potentiellt vara både större eller mindre än det kritiska värdet för den injekterade zonen, varvid man ej kan uttala sig om skärmen är tillräckligt tät eller ej i detta fall. Med enkla medel skulle man dock kunna öka mätmetodens noggrannhet så att utvärdering är möjlig (se nedan).

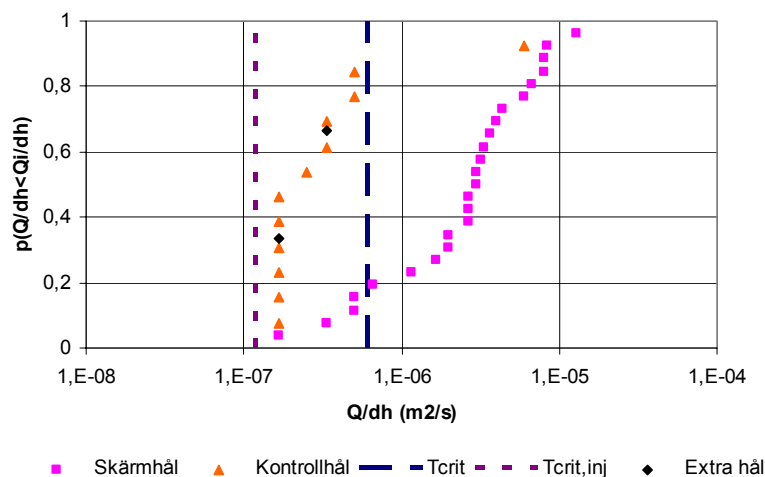


Figur 4. Kalldal skärm 41. Utvärderingen av den tätade zonen efter den första injekteringsomgången visar att skärmen ej blev tillräckligt tät. Sex hål sattes i en andra injekteringsomgång. Utvärderingen av dessa "extra hål" går ej att utföra pga att både det kritiska värdet för den injekterade zonen och 4 av 6 mätvärden är mindre än metodens noggrannhet i Kalldal.

Figure 4. Fan 41 in the Kalldal tunnel. The evaluation of the grouted zone after the first grouting batch shows the fan is not sufficiently tight. Six grouting boreholes were drilled in a second batch. The evaluation of these "extra holes" is not possible since both the critical transmissivity value for the grouted zone and 4 out of 6 values are smaller than the accuracy of the transmissivity measurements.

Slutligen demonstreras att man med hjälp av en grafisk utvärdering även kan bedöma om en tätningsinsats krävs för att tätas ex. en vattenförande spricka. I Kalldal skärm 40 kan man se att efter tätning finns det ett parti, representerat av ett kontrollhål, som mycket avviker från lognormalfördelningen av data. Även om detta hål skulle vara det enda hålet som ligger över det kritiska värdet så bör partiet tätas ytterligare. Efter den andra injekteringsomgången testades skärmens täthet igen med två extra hål. Av grafen framgår det att man lyckades täta

det avvikande partiet. Det framgår även att tätningsinsatsen ej är tillräcklig för skärmen som helhet eftersom flera mätbara värden är större än det kritiska värdet för den injekterade zonen.



*Figur 5. Kalldal skärm 40. Efter en första injekteringsomgång fanns det ett parti (ett kontrollhål), som ej var representativt för skärmen. Detta parti tätades med två hål. Denna skärm blev dock ej tillräckligt tät.*

*Figure 5. Fan 40 in the Kalldal tunnel. After a first grouting batch there was an area of the tunnel (one control borehole) that was not representative for the fan. This area was grouted by two new holes. Eventually it was found that the fan was not tight enough.*

I Kalldalberget krävdes efterinjekteringar för att vara säkra på att klara kravet i Miljödomen. Insatsen utfördes pga mätningar i mätdammar indikerade nivåer som närmade sig gränsvärdet 5 l/min och 100 m tunnel under byggtiden. Sträckan mellan skärm 38 och 41 efterinjekterades med 58 st injekteringshål.

### Analys av metodens noggrannhet

Exemplen ovan visar att utvärderingsmetoden kan tillämpas i många fall. Vid högt ställda täthetskrav är det svårt att utvärdera om skärmen blivit tillräckligt tät, eftersom man inte har tillräcklig noggrannhet i mätningarna.

I både Varvsberget och Stranneberget är det lägsta registrerade mätvärdet 1 liter/2 min. Man har endast registrerat heltal. I Varvsberget har man sannolikt avrundat små värden till noll. Det medför att den undre gränsen för mätmetodens noggrannhet blir försämrad. Med enkla medel, tex genom att registrera flöden med en decimals noggrannhet, kommer man att kunna öka metodens mätnoggrannhet med rådande utrustning. Kan man dessutom mäta flöden  $< 1$  liter/2 min kan man ytterligare öka mätintervallet. Idag finns flödesmätare som kan mäta mycket små flöden. Om flöden i storleksordningen dl och cl hade registrerats i Varvsberget hade mätnoggrannheten kunnat ökas till  $10^{-8}$  respektive  $10^{-9}$ , vilket skulle räcka för att utvärdera om erforderlig tätning uppnåtts i Botniabanans tunnlar.

### Slutsats

En ny utvärderingsmetod av vattenförlustdata baserat på ett sannolikhetskoncept testades genom att studera protokoll från tre järnvägstunnlar på Botniabanan. Vi fann:



- Metoden kunde förutspå att tätning ej behövdes i Varvsberget.
- Metoden kunde identifiera de skärmar som ej var tillräckligt tätade i Kalldalsberget.
- Vattenförlustmätningarnas noggrannhet var ej tillfyllest för att utvärdera om erforderlig täthet var uppnådd vid högt ställda krav.
- Noggrannheten i vattenförlustmätningarna bör utvecklas för att man ska kunna avgöra om injekteringen möter täthetskraven.

För att implementera utvärderingsmetoden behövs fortsatta studier kring vattenförlustmätningar. Frågor som behöver besvaras är hur utvärderingskonceptet kan göras produktionsvänligt samt vilken noggrannhet som mätmetoden kan uppnå med enkla medel.

## Referenser

---

<sup>i</sup> Gustafson G, Fransson Å, Funehag J, Axelsson M 2004: Ett nytt angreppssätt för bergbeskrivning och analysprocess för injektering, V-byggaren 4:2004.

<sup>ii</sup> Olsson O (ed.) 1992: Site Characterisation and validation – Final Report. SKB on behalf of OECD/NEA, Stripa TR No 92-22.

<sup>iii</sup> Matheron G 1967: Elements pour une Theorie des Milieux Poreux. Masson et. cie., Paris.

<sup>iv</sup> Fransson, Å. Characterisation of fracture geometry using specific capacities: numerical and experimental study of a fracture replica. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 60, No. 2, pp. 139-144, 2001. Online publication: 2001 (DOI 10.1007/s100640100100). <http://www.springerlink.com/content/1435-9537/>.

<sup>v</sup> Funehag J 2007: Grouting of fractured rock with silica sol – Grouting design based on penetration length. Thesis, Division of GeoEngineering, Chalmers University of Technology.

<sup>vi</sup> Weibull W 1939: A statistical theory of the strength of materials. Ingenjörsvetenskapsakademiens handlingar, Stockholm, vol. 151 (1939).



# **BÄTTRE TÄTNINGSMETODER FÖR TRAFIKTUNNLAR – ERFARENHETER FRÅN TÖRNSKOGSTUNNELN**

## **Improved sealing of rock tunnels – experience from the Törnskog tunnel**

*Tommy Ellison, AB BESAB*

### **Sammanfattning**

Trafiktunnlar behöver tätas omsorgsfullt för att svara mot höga krav på tillförlitlighet och trafiksäkerhet. I projekt Törnskogstunneln har ett par intressanta förändringar i utförandet gjorts för att söka reducera restläckage och dräner. Injektering med cement har på vissa sträckor bytts ut mot injektering med silikasol, och sprutbetong med tillsats av kristalliserande tillsats har använts i delar av tunneln.

Resultatet visar att silikasol är ett mycket effektivt sätt att täta även mycket finsprickigt berg, men att cement måste användas i kombination med silikasol vid injektering av bergmassa med hög konduktivitet.

Kristalliserande tillsatser, i det här fallet Xypex, kan ge en positiv effekt på restläckagen och mängden dräner. Det krävs dock ytterligare studier för att utreda hur tillsatsen ska användas på bästa sätt. Den största betydelsen har antagligen dessa tillsatser för att minska underhållsbehovet under tunnelns livstid på kanske hundra år. En sådan beräkning har dock inte kunnat göras i detta projekt.

### **Summary**

Rock tunnels for railway or cars in temperate areas must be through fully sealed, as ice over trafficked space can cause danger to the users. In the Törnskog tunnel project, there have been done some efforts to decrease leakage from the roof and walls to conduct a safe and sustainable tunnel. For once the tunnel is pre grouted with silica sol in some three hundred meter, and the second try is by adding crystallizing powder to the sprayed concrete for rock support in over a thousand meter of tunnel

The result shows that silica sol is suitable for grouting fine fissures in hard rock mass. However zones with high conductivity must be sealed with a combination of cement and silica sol.

The crystallizing Xypex additive may have a reducing effect on leakage to the tunnel, but further investigations are needed. The most important effect might be in the long run, as it can decrease the need of surplus drains during tunnel life. This must be calculated in a separate Life Cycle Cost investigation.

## **1 Bakgrund**

### **1.1 Tätning av trafiktunnlar**

#### **1.1.1 Allmänt**

Bergtunnlar tätas för att omgivningen inte ska påverkas negativt genom dränering av grundvatten till tunneln. I Miljökonsekvensbeskrivning – MKB, beskrivs konsekvenser av grundvattenläckage, och kraven på tätning kvantifieras i vattendom som numera är obligatorisk i samband med tillståndsprövning för undermarksprojekt. Utöver detta ställs funktionskrav, och vid anläggning av bergtunnlar för väg- och järnvägstrafik görs stora ansträngningar att nå en droppfri miljö i den färdiga tunneln. Dropp från tak och anfang kan orsaka istappar eller is på vägbanan under den kalla årstiden, vilket medför hinder eller fara för trafikanterna och i vissa fall underhållsinsatser som isskrotning eller halkbekämpning. Detta får till följd att förinjektering ägnas särskild uppmärksamhet, men trots detta har det i många projekt blivit en oacceptabelt stor mängd restläckage.

#### **1.1.2 Cementinjektering**

Cementinjektering har hittills varit den dominerande tätningsmetoden. Trots stora tekniska framsteg både när det gäller material och utförande, lyckas det ofta inte att få tillräcklig tätningseffekt med enbart cement, detta gäller särskilt i mycket finsprickigt bergmassa. Hydraulisk sprickvidd mindre än 100 µm är i praktiken svår att täta även med den bästa mikrocementen. Med bästa teknik får man en viss inträngning i något mindre sprickvidder än så, men problemet är att inträngningslängden i sprickan blir mycket begränsad. För att kunna injektera så finsprickigt berg måste därför avståndet mellan injekteringshål minskas kraftigt, vilket medför att borrhning och injektering blir alltför tidskrävande och kostbart.

#### **1.1.3 Kemiska injekteringsmedel**

Andra injekteringsmedel som visat sig effektiva, kan på grund av arbetshygieniska skäl och miljöskadande effekter vanligen inte accepteras. Miljölagstiftningen, och en allmän skepsis mot att sprida kemiska substanser i naturen, gör det svårt att använda sådana material i stor skala. Vissa polyuretanbaserade material har visserligen använts framgångsrikt i många projekt, men på grund av osäkerhet om hur organismer påverkas på lång sikt och av kostnadsskäl, kan inte heller dessa material användas i obegränsade mängder.

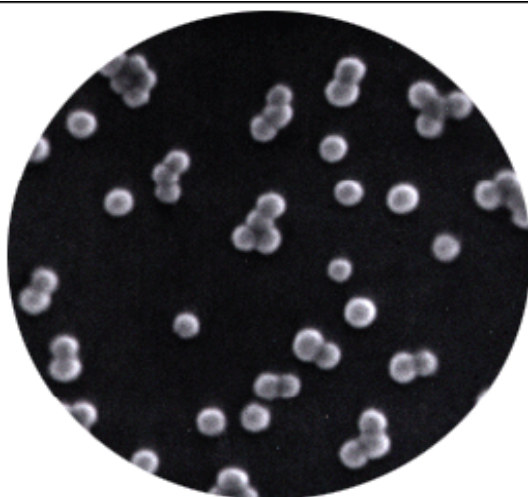
#### **1.1.4 Injektering med silikasol**

Silikasol är ett relativt nytt injekteringsmaterial med egenskaper som gör att det har potential att klara fintätning av tunnlar. Silikasol består av amorft kvarts i suspension med vatten. Partiklarna är mycket små endast omkring 15 nanometer - mikrocement har en kornstorlek som är omkring 1000 gånger större. Massan hos en silikasolpartikel är då

omkring 1 miljarddel av cementkornets. Detta gör att silikasol är mycket stabil i suspension, och egenskaperna hos den ogelade vätskan kan jämföras med en lösning.

Ogelad silikasol har en mycket låg viskositet, omkring dubbelt så hög som hos vanligt vatten. Silikasol reagerar med tiden varvid kvartskristallerna aggregerar till större och större klumpar. Detta får till följd att vätskans viskositet ökar och bildar ett gel. För att accelerera gelningen tillsätts något salt eller alkaliskt ämne. För det mesta används vanligt koksalt i form av NaCl-lösning.

Kisel är ett av jordens vanligaste grundämne och förekommer främst i form av kvarts i berggrunden och i många jordarter. NaCl används som koksalt och är alltså inte giftigt. Större koncentrationer påskyndar oxidering av oädla metaller. I färdigt injekteringsbruk är kloridhalten i storleksordningen 1,5 %. Det kan jämföras med saltvatten vid västkusten som har mellan 3-4 % salthalt. De totala mängderna som tillförs berggrunden vid injektering är dock små och påverkar inte naturen på något märkbart sätt. Man kan säga att silikasol är ett naturligt och för växter, djur och människor ofarligt ämne. Det gör att silikasol har försumbara miljöstörande effekter.



Figur 1. Elektronmikroskopförstoring av silikasol  
*Figure 1: Silica sol greatly enlarged in electron microscope*

På grund av sina egenskaper är silikasol mycket intressant för tätning av berg. Genom de små partiklarna och sin utomordentligt låga viskositet i ogelat tillstånd, kan silikasol förmås att tränga in i mycket små sprickor. Metoden att styra geltiden med tillsats av saltlösning är också mycket positiv i samband med berginjektering. Många frågor om långtidsegenskaper och injekteringsmetodik har diskuterats. Nya forskningsinsrön tyder dock på att silikasol är stabilt under överskådlig tid vid användning i normala bergarter och under grundvattenytan. Utveckling av silikasol som injekteringsmedel för tätning av berg har bedrivits på Chalmers Geo sedan 2001.

### 1.1.5 Kristalliserande tillsatser

Även om tunneln tätas med användning av bästa injekteringsteknik, så kan ändå mindre läckage uppstå. Det kan bero på att vissa sprickor inte har kontakt med någon aktiv injekteringskanal, eller så kan sprickan ha för liten hydraulisk sprickvidd genom till exempel sprickfyllnadsmaterial, eller vara alltför perifer. Det kan naturligtvis också bero på att injekteringstekniken inte tillämpas med ideala förutsättningar under hela injekteringsprocessen.

Kristalliserande tillsatser i permanentförstärkning med sprutbetong kan bidra till att öka sprutbetongens självläkande förmåga så att antalet dropp minskar. Det finns god erfarenhet av kristalliserande tillsatser i konstruktioner av gjuten betong under grundvattenytan. När vi började detta projekt fanns däremot ganska få utförda försök med sådana tillsatser i sprutbetong.

Tillsatsen består främst av cement och en kristalliserande substans av kalciumkarbonat samt några andra tillsatser i små mängder. Funktionen är att kristaller bildas när betongen får en ökad tillgång till vatten. Kristallerna som faller ut fastnar i trånga passager och kan därför täta mindre kapillärer i porösa material som betong. Om ingen ökad vattentillgång råder finns tillsatsen oreagerad i den hårdnade betongen under lång tid, och reagerar först när det uppstår ett vattenflöde. Det är därför en slags passiv tätningmetod. För att metoden ska fungera i en tunnel bör den finnas i all sprutbetong på de ytor som den avser att täta, och sprutbetongen bör inte vara alltför tunn. Det senare är naturligt eftersom man kan likna sprutbetongen vid ett skikt med lägre konduktivitet än omgivande berg, och mäktigheten har då betydelse för funktionen – jämför med en injekteringsskärm. En nackdel med metoden är att kristalliseringen behöver viss tid för att verka, och den är dessutom temperaturberoende så att den går långsamt vid låga temperaturer.

En inventering av tillgängliga preparat har utförts i detta projekt, och uppgifter om fem olika preparat samlades in. Vi fann tre möjliga material och det fanns viss erfarenhet från användning i sprutbetong hos två av dem. Penetron hade använts på försök i Botniabanan, men det gick inte att få del av någon utvärdering av dessa försök.

Xypex hade använts vid försök att täta med alternativa metoder i en järnvägstunnel i Norge. Ett besök i Skøyen – Asker tunneln visade att spruttekniken fungerade väl, men i övrigt var försöken inte särskilt lyckade. Dock fanns en tunneldel där nästan allt dropp hade tätats, det är inte verifierat att det berodde på tillsatsen. Valet föll på denna produkt med motivering att inblandning och sprutning såg ut att fungera väl.

Det finns liknande material som är avsedda att strykas utanpå betongen över det läckande partiet av tunneln. Substansen ska då kunna tränga in något i betongen och täta mindre sprickor. Tätningarbetet blir ganska opraktiskt att utföra i en färdig tunnel, det finns viss erfarenhet från prov i Södra Länken och Åsatunneln.

### **1.1.6 Tak- och väggdränering**

När inte injektering eller andra åtgärder är tillräckliga för att eliminera läckage över trafikerade ytor, så återstår att leda bort vattnet till väggar och dränerande skikt i väggkroppen. Detta har hittills vanligen utförts genom att montera skivor av extruderad polyetencellplast – PE-skum, som fästs in i berget med bultar.

Då cellplasten brinner vid antändning krävs att dräneringsmattan täcks med ett skikt av fiberarmerad eller nätarmerad sprutbetong för att klara brandskyddskraven. Det är också nödvändigt att blanda in polypropylenfiber i sprutbetongen, för att inte ångtrycket av värmen från en brand ska orsaka nedfall av sprutbetong, som då utgör en risk för trafikanter och räddningspersonal vid utrymning av tunneln.

Under byggnadstiden förändras spänningar och vattenbalans i området kring tunneln, vilket gör att dräner bör utföras i ett sent skede när balans har uppnåtts. Detta står ofta i strid med önskemål om kort byggtid och en begränsad budget. Allt detta gör att tak- och väggdränering i tunnlar utgör en betydande och svårbedömbart del av byggprocessen, ofta med stora överdrag i tid och kostnader.

Dräner dimensioneras för en kortare livslängd än tunnelns bärande huvudsystem. Underhåll och utbyte av dräner kommer att stå för en avsevärd andel av en tunnels Life Cycle Cost – LCC.

## **2 Törnskogstunneln**

### **2.1 Allmänt**

Törnskogstunneln är en del av Norrortsleden som utgör en länk i Yttre Tvärleden kring Stockholm där också Förbifart Stockholm och Södertörnsleden kommer att ingå. Vägsträckan är hårt trafikerad och ersätter den tidigare olycksdrabbade vägen mellan Häggvik och Täby Kyrkby. Törnskogstunneln är 2100 m lång och har två körfält i vardera riktningen i två parallella tunnelrör. I södra mynningen ansluter tunneln till trafikplats Tunberget. Vägen byggdes åren 2003–2008 och öppnades för trafik i juni 2008.

Byggherre är Vägverket Region Stockholm. Projektet upphandlades som en generalentreprenad med ODEN Anläggningsentreprenad AB som huvudentreprenör och med AB Besab som underentreprenör för tättnings- och förstärkningsarbeten.

### **2.2 Beskrivning av utförda prov**

De förändringar som har utförts i Törnskogstunneln innebär att alternativa lösningar har använts på vissa delsträckor av tunneln medan resterande delar av tunneln har utförts enligt Teknisk Beskrivning. Förändringarna beskrivs nedan.

### 2.2.1 Förinjektering med silikasol

I projekt Törnskogstunneln har silikasol använts vid förinjektering i delar av tunnarna. Dessa injekteringar är tillsammans de mest omfattande som har utförts hittills med det nya materialet.

Det var känt att tunneln skulle passera en dalsänka med extremt finsprickigt och svårinjekterat berg. Zonen är omkring 100 meter bred, relativt brantstående och med en strykning som är omkring 75° mot huvudtunnarnas längdriktning. Projektledningen beslutade tidigt att låta utreda tätning med silikasol. Den aktuella zonen var relativt väl förundersökt med ett kärnborrhål och hydrauliska tester hade utförts. Ett samarbete upprättades med Chalmers som, med hjälp av nyutvecklade teorier om spridning av injekteringsbruk, upprättade en design för injekteringsarbetet. Det ena tunnelröret injekterades därefter med silikasol, medan det andra utfördes enligt Teknisk Beskrivning – TB. På så sätt kunde resultaten jämföras, och detta har tidigare rapporterats, se (1).

När knappt 300 meter av berguttaget återstod att utföra, beslutade projektledningen att låta injektera resterande tunnel med silikasol. Erfarenheter från den tidigare injekterade zonen användes och fick, tillsammans med en prognos på berg med mer normal konduktivitet och hydraulisk sprickvidd, utgöra underlag för detta arbete.

### 2.2.2 Kristalliserande tillsats i sprutbetong

Förslaget avsåg tillsats med någon kristalliserande tillsats i sprutbetongen. Avsikten var att ta hand om restläckage i tunnelpartier där förinjekteringen lyckats väl, för att på så sätt ta bort de sista dropparna som annars kunde resultera i dräner.

Pulver levererades till betongstationen där det tillsattes och blandades i betongbilarna. Tillsatsen var 5 kg/m<sup>3</sup> vilket motsvarar cirka 1,0 % av cementvikten. En förutsättning för att få någon effekt var enligt tillverkaren att sprutbetongens skikt tjocklek var minst 50 mm. Därför beslutades att öka tjockleken till 50 mm där Teknisk Beskrivning beskrev ett tunnare skikt.

En provsträcka om drygt 200 m utfördes först i en tunnel. Totalt användes tillsatsen på cirka 1150 meter av tunnarnas totala längd på 4200 meter.

	Sektion	Sektion	Sträcka	Andel %
<b>Tunnel 201</b>				
silikasol	12/012	12/127	115 m	3 %
Xypex	12/328	12/530	202 m	5 %
silikasol	12/550	12/625	75 m	2 %
Silikasol	12/625	12/700	75 m	2 %
silikasol	12/700	12/745	45 m	1 %
Xypex	12/780	12/985	205 m	6 %
övrig tunnel			1197 m	33 %



	Sektion	Sektion	Sträcka	Andel %
<b>Tunnel 202</b>				
Xypex	12/380	12/567	187 m	5 %
silikasol+xypex	12/567	12/625	58 m	2 %
silikasol+xypex	12/625	12/700	75 m	2 %
silikasol+xypex	12/700	12/745	45 m	1 %
Xypex	12/745	12/985	240 m	7 %
Xypex	13/366	13/580	214 m	6 %
övrig tunnel			1171 m	30 %
Båda tunnlarna			3829 m	

Tabell 1. Förändringar i respektive tunnelrör

*Table 1: Technical alterations in each tube*

### 3 Resultat

Då det är fråga om flera delsträckor och på en sträcka har både silikasol och kristalliserande tillsats använts, så har utvärdering och analys gjorts för hela tunneln. Referensen är då de tunnelsträckor som har utförts enligt teknisk Beskrivning. Områden nära tunnelmynningar har inte tagits med i analysen, då det i dessa områden, på grund av ökad frostrisk, monterades dräner i större omfattning än i tunneln i övrigt.

Redovisningen nedan bygger på den mängd dräner som hade beställts och monterats i tunneln fram till mars 2008, det vill säga knappt två år efter att sprängningsarbetet hade färdigställts. Efter denna tidpunkt har mycket få dräner monterats.

#### 3.1 Silikasol

Tunnelsträckor där förinjektering med silikasol har utförts visar på en kraftig minskning av mängden dräner som behöver monteras i tunneln. Minskningen är ungefär 70 % jämfört med referenssträckorna.

I Törnskogstunneln blev tätningsresultatet på den delsträcka där injekteringsmetodiken hade anpassats till i förväg väl kända bergförhållanden mycket tillfredställande. På grund av den mycket finsprickiga bergmassan utfördes några injekterings-skärmar med fler injekteringshål, och alltså reducerat hålspetsavstånd. Injekteringsstrycket hölls relativt lågt på grund av den lilla bergtäckningen och risken för spridning av injekteringsmedel till markytan, se (1).

På den tunnelsträcka där kunskaperna om bergmassan var begränsad, och där ingen anpassad design hade utförts, blev resultatet mindre bra. I det senare området fanns ett tunnelavsnitt med avsevärt större konduktivitet än resten av tunneln. Mellan sektionerna 12/625 och 12/700 stördes injekteringen av en flack zon, som var lerfylld och kraftigt vattenförande. Det visade sig att injektering med enbart silikasol inte var lämplig i detta

område. Anledningen var att ogelad silikasol kom att läcka ut i stuffen, varvid det uppstod stora problem att åstadkomma ett distinkt sluttryck. Injekteringsbruket späddes ut och tätningsarbetet gav ett undermåligt resultat. Injekteringen borde istället ha utförts med en kombination av cement och silikasol, så att de grövre sprickorna först skulle ha tätats med cement och därefter borde en fintätning med silikasol ha utförts. Fem av totalt tretton injekterade skärmar var påverkade av det aktuella slaget. Restläckaget på en sträcka av totalt 75 meter blev därför relativt stort och en stor mängd dräner måste slutligen installeras. På de övriga 120 meter som ingick i denna tunnelsträcka blev däremot resultatet bra med mycket små restläckage.

Den utförda injekteringen gav dock värdefull information som kan nyttjas till att förbättra injekteringstekniken. Sträckan är inte representativ för injektering med silikasol, vilket påverkar resultaten för silikasol negativt vid utvärderingen av injekteringen i Törnskogstunneln. Denna sträcka har tidigare redovisats, se (3).

### **3.2 Tillsats i sprutbetong**

Resultatet tyder på att tillsats av Xypex i sprutbetong i Törnskogstunneln ger en minskning av dränbehovet med omkring 20 %. jämfört med de tunnelsträckor som har utförts enligt Teknisk Beskrivning. Då provsträckorna tillsammans utgör nästan 30 % av tunnarnas sammanlagda längd, är det ett stort statistiskt material. Hur utfallet skulle bli med ett annat fabrikat eller i en annan tunnel kan förstås inte fastställas av dessa resultat.

Eftersom det är två parallella tunnelrör så finns det några sträckor där Xypex har använts i det ena tunnelröret och där den parallella tunneln har utförts enligt TB och där förhållandena i övrigt är helt jämförbara, totalt 337 meter. För att undanröja en möjlig felkälla har vi även gjort en direkt jämförelse mellan tunnarna på dessa sträckor. Då blir utfallet något lägre eller omkring 15 % reduktion av dränera.

För att Xypex ska ge avsedd effekt rekommenderar tillverkaren att betongskiktets tjocklek inte understiger 50 mm. I Törnskogstunneln var sprutbetongen i vissa förstärkningsklasser tunnare än 50 mm. När Xypex användes i dessa områden utfördes ändå sprutbetongen med en minsta tjocklek på 50 mm.

Några andra effekter av inblandningen av Xypex kunde inte märkas under arbetet. Sprutegenskaperna eller den hårdnade betongens hållfasthet påverkades inte märkbart. Det behövdes heller ingen justering av vatteninnehållet vid tillsats av 1 % Xypex räknat på bindemedelshalten. Någon negativ påverkan av arbetsmiljön kunde inte heller märkas. Kostnaden för tillsats av Xypex i sprutbetongen begränsas därför till själva materialet och kostnaden för tillsättandet. Om förstärkningen är beskriven med mindre skiktjocklek än 50 mm, tillkommer även kostnad för ökad tjocklek till minst 50 mm.

### 3.3 Båda metoderna på samma delsträcka

En kortare sträcka förinjekterades med silikasol och permanentförstärktes med tillsats av Xypex i sprutbetongen. I utvärderingen finns denna delsträcka med, och effekten av de båda förändringarna har viktats genom ett iterativt förfarande så att utfallet blir som övriga sträckor där förändringar har gjorts. Det innebär att effekten beror till 75 % av silikasol och till 25 % på tillsatsen med Xypex i sprutbetongen.

### 3.4 Sammanfattning

Resultaten av förändringarna enligt ovan har sammanställts, och redovisas i tabellen nedan. I underlaget har områden nära tunnelmynningar undantagits.

	Utvärderad tunnelsträcka		Dränyta m <sup>2</sup>	Specifik yta m <sup>2</sup> /m	Dränyta relativt referenssträckor	
	m	%			%	m <sup>2</sup>
<b>Båda tunnlarna</b>						
silikasol	310	8,1 %	868	2,80	-70 %	-1982
Xypex	1048	27,4 %	7696	7,34	-20 %	-1939
silikasol+Xypex	103	2,7 %	211	2,05	-78 %	-736
förändringar totalt	1461	38,2 %	8775	6,01	-35 %	-4657
referens	2293	61,8 %	21771	9,19	0 %	0
Alla tunnelsträckor	3829	100 %	30546	7,98	-13 %	-4657

Tabell 2. Resultat av förändringarna i sammanfattning

*Table 2: Summed up result*

## 4 Slutsatser och rekommendationer

Injektering med silikasol förefaller vara en effektiv metod att reducera inläckage i en trafiktunnel som denna. Då ska man ha i minnet att arbetet i Törnskogstunneln var ett pilotprojekt, det har aldrig utförts något projekt i den skalan tidigare. Under arbetet lärde vi oss mycket som kan ytterligare förbättra resultatet. Med denna kunskap kan vi nu göra ett bättre injekteringsarbete även i zoner med höga flöden, och genom en bättre anpassning av övertrycket vid injektering kan material-åtgången minskas något.

Tillsats av Xypex kan i sig själv vara en effektiv åtgärd, men det förutsätter att förinjekteringen har utförts på ett bra sätt. Om tunneln förinjekteras med silikasol ger tillsats av Xypex troligen ingen ytterligare besparing i ett projekt under byggskedet. Tillsatser av det här slaget ska ses som en försäkring mot problem under tunnelns brukstid. En drän som monteras efter att tunneln öppnats för trafik kan kosta tiofalt mera än en drän som monteras under byggtiden. Vinsten av att slippa sådana framtida åtgärder kan illustreras i en så kallad livscykelanalys eller LCC-modell, men underlaget för en sådan beräkning måste tas fram i ett särskilt projekt.

Kristalliserande tillsatser i sprutbetong måste studeras och vidareutvecklas innan fullskaligt användande kan föreskrivas och rekommenderas. Studier och utvärdering av pågående projekt, bland andra E 18 vid Sagån, blir därför av mycket stort värde för den fortsatta utvecklingen.

## 5 Slutord

Arbetet i Törnskogstunneln har präglats av en bra och öppen dialog mellan beställare, projektör, byggledning och entreprenörer. Detta har lett till att alla parter har tillägnat sig värdefulla kunskaper om den för detta ändamål nya teknik som har använts. Arbetet kan därför vara en förebild för framtida teknikutveckling och demonstration av ny teknik i verklig produktion.

## 6 Referenser

- (1) Funehag, J; Gustafson, G., 2005, Grouting with silica sol in the Törnskog tunnel *Grouting design for silica sol in full production*. Chalmers, Göteborg, 2005.
- (2) Sørheim, S; Aarset, A; Skjeggedal, T; Alternativ vannsikring I jernbanetunneler. Jernbaneverket, Oslo, 2005.
- (3) Ellison, T; Erfarenheter av injektering med silikasol, Törnskogstunneln. Bergsprängningskommittén, 2007.
- (4) Funehag, J, Grouting of Fractured rock with Silica Sol, Chalmers, Göteborg, 2007.

# RISKER OCH MÖJLIGHETER VID INJEKTERING MED HÖGA TRYCK

## Risks and possibilities of high pressure grouting

*Rikard Gothäll, WSP/KTH*

*Håkan Stille, KTH*

### Sammanfattning

I denna artikel presenteras en överblick över de senaste forskningsrönen inom området högtrycksinjektering. Forskningen är huvudsakligen teoretisk med en tonvikt på att förstå de grundläggande mekanismer som styr de fenomen som kan uppstå då injekteringstryck och bergspänningar uppnår jämförbara nivåer. Modellerna ger tydlig indikation på att det finns ett kritiskt tryck vid vilket deformationerna ändrar karaktär. Mekanismerna som avgör detta tryck är kartlagda och några deformationstillstånd som kan uppstå när trycket är överskridet har undersökts.

### Abstract

This paper presents an overview of the latest findings in the high pressure grouting research field. The research is mainly theoretical with a strong bias towards understanding of the fundamental mechanisms that govern the phenomenon that can arise as the grouting pressure and the rock stresses reach the same levels. The modeling clearly suggests the existence of a critical pressure at which the deformations change character. The mechanisms that determine this pressure are investigated and a few possible deformational modes that may occur at post critical pressure are presented.

### Inledning

Det senaste decenniets injekteringsforskning har i stor utsträckning handlat om injekteringsmedlets egenskaper [1] och hur bruket flödar i den komplicerade geometri som bergets sprickor utgör [2]. En fråga som ofta har varit uppe till diskussion men under lång tid varit obesvarad är den om hur valet av injekteringstryck påverkar injekteringsresultatet. Att ett högre tryck leder till att bruket snabbare når långt in i sprickorna råder det inget tvivel om, men interaktionen mellan det trycksatta bruket och sprickgeometrin har varit en öppen fråga. När injekteringsmedlet tränger in i bergets sprickor tillåts trycket att agera över väldigt stora ytor med potentiellt stora deformationer som följd.

Det mekaniska system som uppstår när man kopplar bruksflödet till den komplicerade sprickgeometrin är inte helt elementärt att analysera. Att sprickgeometrin är i princip helt okänd är ett problem, såväl som de i ofta okända randvillkoren och de stora osäkerheterna i brukets inträngning. En analys av problemet måste därför ta sin början i de fundamentala samband som styr samspelet mellan berg och bruk och sedan bygga på med det som går att veta om berget och dess egenskaper på ett sätt så analysen inte blir avhängig på vilka approximationer som görs. Målsättningen blir således att försöka

fånga och förstå det principiella beteendet som en bergmassa kan förväntas uppvisa vid injektering baserat på grundläggande resonemang och välkända fysikaliska samband.

## Metod

Modellerandet kring fenomenen består av två steg. Det första handlar om att förstå hur spänningar förs över mellan två bergblock och hur spänningsbilden förändras när trycksatt injekteringsbruk fyller tomrummen i sprickan. Resultatet från den analysen går sedan att applicera i steg två, då som en belastningsmodell för den omgivande bergmassan.

### Spänningssituationen på en sprickyta vid normalbelastning

En naturlig sprickyta har ofta en komplicerad geometri som företrädesvis beskrivs med fraktala metoder [3]. En grundläggande egenskap hos fraktala ytor är att de saknar gradienter, dvs släta ytor. Varje punkt på ytan är därför en spets eller en grop i något avseende. När två sådana ytor förs samman så kommer den första kontakten dem emellan bestå av två väldigt små spetsar som möts. Spänningen i kontaktpunkten kommer att bli oerhört hög, oavsett pålagd last, och materialet i kontaktpunkten kommer att gå till brott. Brottet kommer att fortsätta tills dess att deformationerna har blivit sådana att kontaktytan som bildas är stor nog att överföra lasten utan att spänningen överstiger materialets hållfasthet.

En konsekvens av detta blir att spänningen i kontaktpunkterna kommer att vara nära materialets yttersta hållfasthetsgräns, som kan betraktas som känd i sammanhanget. Om både lasten och hållfastheten är kända, så kommer kontaktarean också vara känd. Detta är tillräckligt för att kunna formulera ett samband för kompressionen av varje enskild kontaktpunkt på sprickytan:

$$w = 2 \frac{r_a}{E} \sqrt{\sigma_n \sigma_p} (1 - \nu^2) \quad (1)$$

Den centrala parametern blir  $r_a$ , som representerar hur tätt kontaktpunkterna sitter. Vid ökad belastning kommer fler och fler kontaktpunkter att bildas varvid detta avstånd kommer att minska. Kompressionen av sprickan kan då skrivas som en summa över ett antal parallella system med olika skalor enligt följande

$$w(\sigma) = \frac{4(1 - \nu^2) \sqrt{\sigma_p}}{E} \sum_{i=1}^k \frac{(\sqrt{\sigma_i} - \sqrt{\sigma_{i-1}})}{\sum_{j=1}^i \frac{1}{r_{a_j}}} \quad (2)$$

Denna ekvation är inte helt självförklarande, men ett par centrala observationer om sprickstyvhet kan göras. Dels så kommer den styrande parametern att vara  $r_{a1}$ , dvs medelavståndet mellan kontaktpunkterna vid låga belastningsnivåer. Denna parameter kan i sin tur tolkas som ett mått på hur väl de båda sprickytorna liknar varandra, sk, matedness. Denna ekvation kan således förklara

varför omaka sprickor, eller sprickor som utsatts för skjuvdeformationer uppvisar en lägre styvhet och större deformationer än sprickor med god passform. Då en skjuvdeformation på ett par mm ofta är tillräckligt för att drastiskt ändra en sprickas egenskaper kan detta ses som ett lämpligt mått på passningen hos en väl passande spricka in situ. Ekvationen ger då ett ungefärligt mått på sprickans kompression vid normala belastningar som mest uppgår till någon eller några procent av sprickans apertur.

Spänningssituationen i en spricka vid injektering

När en trycksatt vätska fyller ut hålrummen i en spricka kommer vätskan att verka mot hålrummens väggar med sitt tryck. Detta resulterar i en avlastning av kontaktpunkterna. När kontaktpunkterna är helt avlastade kommer de att ha återgått mot sitt odeformerade tillstånd. Den totala öppningen av sprickan kan då skrivas som

$$\Delta a_i = \Delta a(\sigma_n) - \Delta a(\sigma_n - P_g(r))$$

Den totala öppningen p.g.a. denna lastomväxling blir dock aldrig mer än den maximala kompressionen av sprickan. För väl passande in situ-sprickor är denna öppning så liten att den är ointressant i injekteringssammanhang. (3)  
Betydligt mer intressant är den öppning som uppstår när injekteringstrycket överskrider normallasten på sprickan. Då är kontaktrycket noll och ekvation 2 och ekvation 3 är inte längre tillämpbara.

Den nivå på injekteringstrycket då kontaktrycket i delar av sprickan blir noll kallas hädanefter för det kritiska trycket. Upp till det trycket sker en lastomvandling i sprickan som inte påverkar sprickans geometri i nämnvärd utsträckning. Om injekteringstrycket överskrider det kritiska trycket så kommer den överskridande delen av trycket att utgöra en belastning, inte på sprickan, men på bergmassan runtomkring. I det tillståndet så är det bergmassans egenskaper som blir avgörande för deformationen.

Deformation av närliggande bergmassa vid injektering

Bergmassan med dess sprickor kan vara beskaffad på väldigt många olika sätt. Två elementarfall framstår dock som de mest intressanta att modellera. Det ena avser en ensam spricka i en stor, homogen bergmassa. Deformationen av bergmassan kommer styra hur sprickan öppnar sig vid injektering med inre övertryck. Resultatet kommer att vara av principiellt intresse för att kunna dra generella slutsatser angående den typen av injektering.

Det andra fallet avser två parallella sprickor som injekteras samtidigt. Deformationen av den del av bergmassan som ligger mellan sprickorna kommer att styra hur sprickorna interagerar vid injektering. Den modelleringen ger svar på en stor mängd frågor angående både huruvida bruksinträngningen påverkas vid samtidig injektering och hur sprickorna kan tänkas bete sig när den omkringliggande bergmassan är

inhomogen. En översiktlig bild av hur det senare systemet är modellerat syns i figurerna 1 och 2.

Detta system modelleras sedan m.h.a. följande ekvation

$$D\nabla^4 w = q - Kw,$$

som för ett rotationssymmetriskt system med en punktlast och linjär sprickstyvhet har lösningen

$$w = -\frac{ql^2}{2\pi D} \operatorname{kei}\left(\frac{r}{l}\right). \quad (4)$$

Det första fallet har modellerats som en konisk last på en halvoändlig elastisk rymd. Lösningen ges då av Boussinesq-lösningen för motsvarande problem vilket medger en analytisk lösning. Det andra fallet har modellerats som en oändlig platta upplagt på ett fjädrande underlag. Lösningen till det problemet finns även det i litteraturen, närmare bestämt i [4]. Den analytiska lösningen som ges där är dock begränsad till punktlaster. För att kunna undersöka hur deformationerna utvecklas med utbredd last och med ett underlag med ickelinjär styvhet har kompletterande analys gjorts med finita element-metoder (FEM). (5)



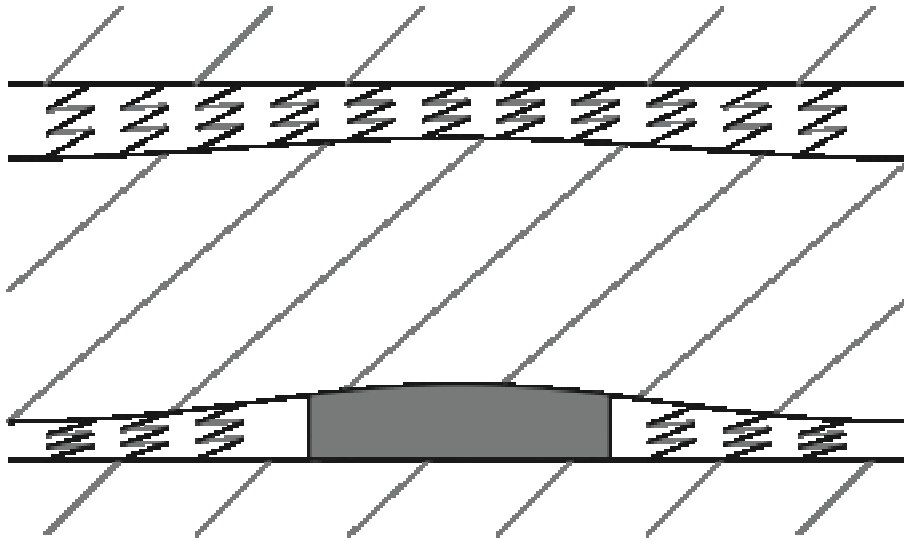


Fig 1. En illustration av ett möjligt scenario. Injekteringsbruket (grått) deformerar både berget och den närliggande sprickan.

Fig 1. An illustration of a possible scenario. The grout (gray) deforms both the rock matrix and the adjacent fracture.

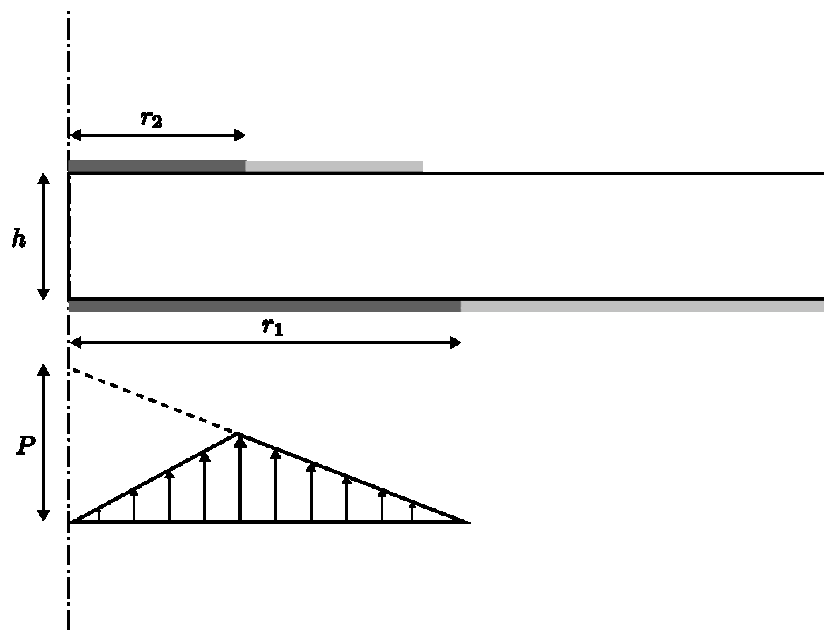


Fig. 2. En schematisk illustration av fallet med två parallella sprickor och belastningen från bruket. Det ljusgrå området representerar den totala bruksinträngningen och det mörkgrå området representerar det område där trycket överskrider det kritiska trycket.

Fig. 2. A schematic illustration of the case with two parallel fractures and the loading from the grout. The light gray area represents the total grout penetration and the dark gray the part where the grout pressure exceeds the critical pressure.

## Resultat

I det första fallet ges sprickans aperturförändring p.g.a. deformationen av den närliggande bergmassan med följande formel

$$\Delta a(r) = \frac{4}{3} \frac{P}{E} \frac{r_c(1-\nu^2)}{r}. \quad (6)$$

Detta resultat är bara giltigt utanför området där trycket överskrider normalbelastningen på sprickan. Inom detta område kan aperturförändringen istället approximeras med uttrycket

$$\Delta a_j = \frac{4}{3} \frac{Pr_c}{E} (1-\nu^2). \quad (7)$$

Detta innebär att spricköppningen ökar kraftigt med ökande inträngningslängd. För fina sprickor som ligger på gränsen till vad man klarar av att penetrera med det tätningsmedel man använder innebär detta en möjlighet att öka inträngningen. För stora sprickor innebär det istället en ökad risk för oönskad bruksspridning.

Det andra fallet uppvisar en större variation i beteendet beroende på hur de ingående parametrarna varierar. Figur 3 visar hur FEM-lösningen ser ut jämfört med den analytiska när systemet har parametrar som möjliggör analytisk analys. Figur 4 visar hur deformationen ser ut med ickelinjär styvhet och ökande inträngningslängd.

Ett ytterligare resultat av modelleringen är att det verkar finnas ett minsta avstånd över vilket två sprickor kan interagera vid injektering. Avståndet ökar med ökad inträngningslängd och ges av uttrycket

$$h_{\text{lim}} \cong \sqrt[3]{\frac{\pi^2 r_c^2 E}{48K(1-\nu^2)}}.$$

För normala förhållanden är detta avstånd av storleksordningen en halv till några meter långt. (8)

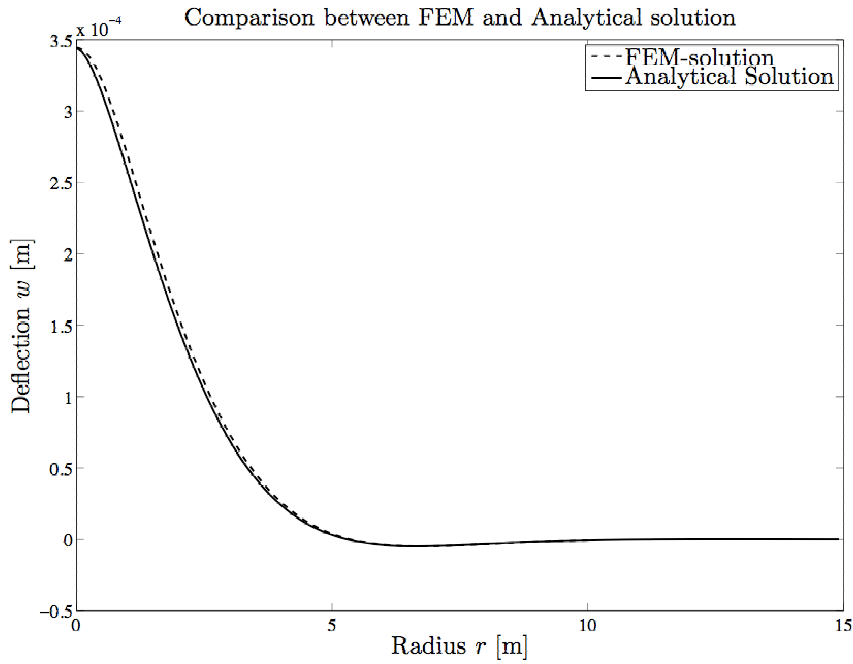
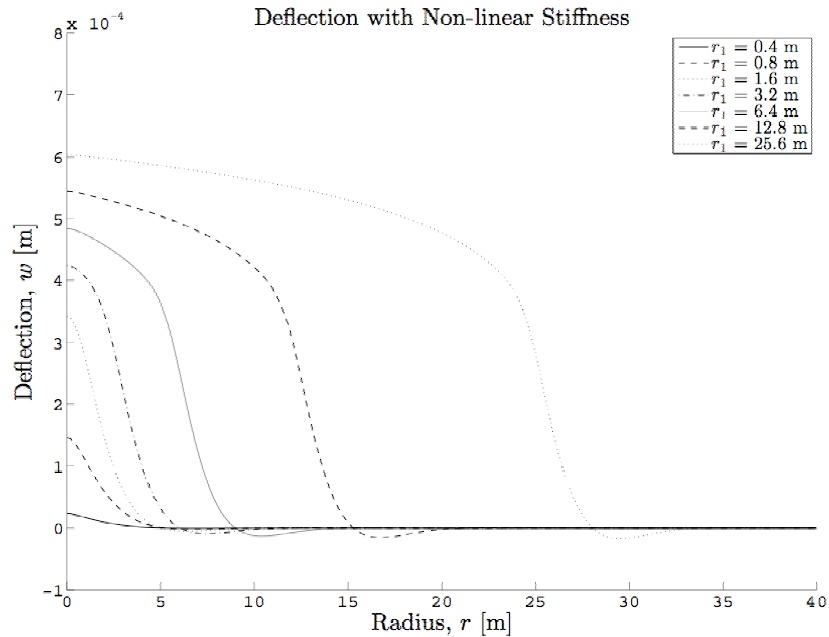


Fig. 3. Jämförelse mellan den analytiska lösningen och datormodellen för ett fall där den analytiska lösningen är tillämpbar.

Fig. 3. A comparison between the analytical solution and the computer model for a case where the analytical solution is



applicable.

Fig. 4. Deflektionen av berget mellan två parallella sprickor. Från FEM-simuleringar med ickelinjär styvhet.

Fig. 4. Deflection of the rock between two parallel fractures. Data from FEM-simulations with non-linear stiffness.

## **Analys**

Det principiella beteendet hos en bergspricka vid injektering kan härröras ner till en enskild parameter; det kritiska trycket. Om injekteringen inte överskrider det kritiska trycket så är det rimligt att anta att sprickans geometri lämnas relativt oförändrad av injekteringen, även om en reducering av skjuvhållfastheten kan uppstå. Systemet är då att betrakta som ett mycket styvt system som är okänsligt för variationer i tryck och inträngningslängd.

Om man däremot överskrider det kritiska trycket i delar av sprickan ändrar systemet karaktär plötsligt. Styvheten i systemet minskar då dramatiskt, och stora förändringar i sprickans öppning kan då ske även för små förändringar i tryck och inträngningslängd. Exakt hur stora förändringar, och hur dessa påverkar bruksinträngningen och transmissiviteten i den injekterade sprickan och näraliggande sprickor, beror på bergmassans beskaffenhet. Det är fullt möjligt att skapa ett progressivt förlopp där sprickans apertur ökar snabbare ju längre man injekterar. I fallet med flera parallella sprickor är det bara den största sprickan som öppnar sig om sprickorna ligger nära varandra. Då den största sprickan uppenbarligen ändå tar bruk så ger detta ingen relevant ökning av tätheten, då de finare sprickorna inte får samma ökning av inträngningslängden som den stora sprickan.

## **Diskussion**

Hur resultaten från modelleringen skall tillämpas i praktisk handling beror mycket på vad syftet med injekteringen är och vilka svårigheter som kan anses vara begränsande i sammanhanget.

I ett fall då täthetskraven är förhållandevis låga och det inte föreligger några miljö eller säkerhetsrisker med en oönskad bruksspridning kan man mycket väl tänka sig att injektering med ett inre övertryck skulle kunna vara ett hjälpmedel för att korta ner injekteringstiderna. Risken för att spricköppningen ger upphov till ett oönskat beteende kan förmodligen kontrolleras genom att man begränsar hur stora volymer som får pumpas in i berget vid sådana förhållanden.

Om svårigheterna istället ligger i att täthetskraven är sådana att fintätning är nödvändig så kommer injektering med ett inre övertryck att kunna vara en nackdel. Med många fina sprickor parallellt med några få stora sprickor [5] så kommer de stora sprickorna att ta oproportionerligt mycket bruk samtidigt som de motverkar tätningen av de fina sprickorna. Den situationen är dock inte nödvändigtvis lösbar ens vid lägre tryck. En möjlig variant skulle då vara att injektera de stora sprickorna först, med ett billigare bruk med låg fintättningsförmåga och ett tryck som håller de fina sprickorna stängda. Då lämnas de fina sprickorna relativt orörda och en andra injekteringsomgång med ett mer avancerat bruk skulle inte behöva pumpa stora volymer i stora sprickor.

I bägge fallen måste man dock beakta att den totala lasten på bergmassan, dvs integralen av trycket över den injekterade ytan, inte får överstiga bergmassans

bärförmåga. Överskridande kan innebära att man lyfter hela bergmassan eller trycker in tunnelfronten.

Det kritiska trycket kan variera från spricka till spricka då sprickornas orientering i förhållande till huvudspänningsriktningarna varierar. Oavsett vilken inställning man väljer att ha i förhållande till injektering med inre övertryck bör man därför ha en beredskap för att det valda trycket överstiger alternativt inte överstiger det kritiska trycket. Mätningar gjorda med vid injektering av Björnböletunneln gör gällande att det går att avgöra när man överskrider det kritiska trycket direkt på plats. Den möjlighet till både kontroll och analys som utgörs av datoriserad realtidsloggning av injekteringsdata skapar, tillsammans med en god förståelse för det komplicerade mekaniska systemet, nya möjligheter för att aktivt styra injekteringsförloppet mot de uppsatta målen. Med realtidsloggning av brukets egenskaper skulle detta utgöra en reell möjlighet att lyfta injekteringsverksamheten in i det nya millenniet.

### **Slutord**

Denna forskning har bedrivits som ett doktorandprojekt på KTH och möjliggjorts genom SKBs finansiering. För en mer ingående beskrivning av analysen och resultaten hänvisas till avhandlingen; "Behaviour of Rock Fractures under Grout Pressure Loadings" (2009). KTH.

### **Referenser**

- [1] Eklund, D. (2005). Penetrability due to Filtration Tendency of Cement Based Grout. Doktorsavhandling, KTH.
- [2] Eriksson, M. (2002). Prediction of Grout Spread and Sealing Effect; a probabilistic approach. Doktorsavhandling, KTH.
- [3] Pyrak-Nolte, L. J., Montemagno, C. D., och Nolte, D. D. (1997). Volumetric imaging of aperture distributions in connected fracture networks. *Geophys. Res. Lett.*, 24(18):2343-2346
- [4] Timoshenko, S. P. och Woinowsky-Krieger, S. (1959). *Theory of plates and shells*. Engineering Societies Monographs, New York: McGraw-Hill, 1959, 2nd ed.
- [5] Gustafson, G. och Fransson, Å. (2005). The use of pareto distribution for fracture transmissivity assessment. *Hydrogeol. J.* 13(4).



# NUMERISK ANALYS AV BERGMASSANS BETEENDE UNDER Fyllningsdammar för vattenkraftproduktion

## Numerical analysis of rock mass behavior under hydropower embankment dams

*Alexander Bondarchuk, Luleå tekniska universitet*

*Maria Ask, Luleå tekniska universitet*

*Lars-Olof Dahlström, NCC Teknik / Luleå tekniska universitet*

*Erling Nordlund, Luleå tekniska universitet*

### SAMMANFATTNING

Det finns 190 stora vattenkraftdammar i Sverige och 117 av dessa är av typen fyllningsdammar. Majoriteten av dammarna är idag mellan 30 och 60 år gamla. Kraftindustrin är angelägen att dammarna har hög produktion och att de är säkra men relativt lite forskning har hittills behandlat den underliggande bergrunden trots att den påverkar hela dammkonstruktionens integritet och funktionalitet. Föreliggande projekt syftade till att: (1) Öka förståelsen och klargöra bergrundens respons på dammens och vattenreservoarens tillkomst, och (2) Undersöka de förekommande lasternas påverkan på nedbrytningsprocessen med hänsyn tagen till dammstabilitet och ridåinjektering.

Byggnationen av ett dammkomplex påverkar spänningsfältet såväl som de mekaniska och hydrogeologiska egenskaperna i bergmassan under dammkomplexet. Eftersom de största deformationerna tros ske längs diskontinuiteter (t. ex. sprickor) valde vi att använda den diskontinuerliga modellen ”Universal Distinct Element Code” (UDEC) för att analysera och lösa problemställningarna för projektet eftersom denna kod är speciellt utvecklad för att studera denna typ av problem.

Analyserna har utförts i plant deformationstillstånd i 2-dimensioner. En hydromekanisk modell har utvecklats som beaktar mekaniska egenskaper för det intakta berget och dess diskontinuiteter, deras brottkriterier, vattenförekomst, och lasten från fyllningsdammen och dess vattenreservoar. En konceptuell metod har utvecklats med typiska parametrar för svenska förhållanden. Parametrarnas individuella påverkan på mekanisk deformation, stabilitet och nedbrytning påvisas genom att enskilt variera de olika parametrarna i modellen. När modellen konstruerades utfördes ett antal känslighetsanalyser för att bland annat studera inverkan av modellens storlek och diskretisering på beteendet. Vidare analyserades hur byggnationen av dammen skulle simuleras.

De numeriska analyserna har visat att dammens tillkomst oftast orsakar begränsade skjuv- och normaldeformationer i bergmassan. Dessa deformationer anses vara obetydliga. Då

vattenreservoaren däms upp och när vattennivån varierar kan vid vissa tillstånd både skjuvning och normala rörelser ske längs diskontinuiteterna. Parametrarna som orsakar dessa tillstånd är: (1) reducerad friktionsvinkel längs diskontinuiteter; (2) ökad sprickfrekvens; och (3) vid höga bergspänningar.

## **SUMMARY**

There are 190 large hydropower dams in Sweden, and 117 of them are embankment dams. Today, the majority of the large dams are between 30 and 60 years old. Ongoing concerns of the hydropower industry regard production and safety of the dams. However, relatively little attention has yet been paid to the bedrock under the dam, which is a critical factor for construction integrity and functionality. The objectives for this project are to: (1) Reveal and increase the understanding of the rock mass response to the construction of a hydropower dam; and (2) Investigate breakdown processes induced by static and cyclic variation of loads, with special attention paid on dam stability and grout curtain.

The construction of a dam complex on a rock mass cause redistribution of the stress field, and affect the state of mechanical and hydrogeological properties of the rock mass. Most of the deformation of the rock mass under a dam is believed to occur along discontinuities (e.g. joints). As the result, we have used Universal Distinct Element Code (UDEC) to achieve objectives of the project, because this code is best suited to solve problems directly related to the presence of discontinuous features.

The analysis has been performed in two-dimensional plane strain conditions. A hydro-mechanical model has been developed which addresses mechanical properties of the intact rock and joints, together with their failure criteria, the presence of water, and the loading from the embankment dam and water reservoir. The model is a conceptual model, and typical parameters for Swedish conditions have been chosen. The individual influence on mechanical response, stability and degradation of each parameter is revealed by varying the individual parameters in the model. In the construction of the model, a number of sensitivity analysis have been conducted, comprising of the investigation of specificity of loading pattern of embankment dam on the rock mass and distribution of discontinuities in the model.

Numerical analysis has identified that the construction of the dam generally induces limited shear and normal deformations in the rock mass. These deformations are considered to be insignificant. At the same time impounding of the reservoir and varying of the water table in the reservoir induces extensive shearing and normal deformation of the discontinuities at certain conditions. The parameters that cause these conditions are: (1) reduced friction angle of the discontinuity; (2) increased frequency of the discontinuities; and (3) presence of high differential in-situ stresses.



## 1. INTRODUCTION

The majority of dams in Sweden were built from 1950 to 1980. Hydropower energy has the advantages of being flexible and instantaneous, and in addition, it is energy efficient [e.g. *Korsfeldt et al.*, 2007]. Energy production from hydropower is economically important for Sweden; therefore, dams should operate with as few interruptions as possible. Dam safety is another reason why dam functionality is important: dam accidents and failures have the potential to damage the society downstream of a hydropower dam, for example human life and infrastructure.

Many studies have been addressing dam stability issues. However, most of them are focusing on the dam construction itself [e.g. *Johansson*, 1997; *Windelhed*, 2001], and/or on causes of failure and accidents [e.g. *ICOLD*, 1995; *Foster et al.*, 2000]. The mechanical behavior of the rock mass under a hydropower dam, and the interaction between the construction and the rock mass have been studied using experimental [e.g. *Reinius*, 1988] and numerical analysis [e.g. *Barla et al.*, 2004; *Dolezalova*, 2004]. Few numerical analysis have been conducted on rock mass responses under Swedish hydropower dams.

This paper, which reports on the licentiate thesis project of *Bondarchuk* [2008], concerns an urgent problem for the hydropower industry: How to maintain good stability and functionality of aging hydropower dams. Several hydropower dams must be upgraded, and measures must be taken to improve their safety to address new calculation- and assessment models, as well as changed conditions (e.g. climate change to more precipitation). These actions all require large investments of time and money by the hydropower industry. Potential responses of the rock mass under an embankment dam were simulated along two cross-sections striking parallel and perpendicular to the river valley. This paper only presents results from the first cross-section, parallel to the strike of the river valley, because it resulted in the most interesting results. Simulations were made using the numerical code UDEC [e.g. *Itasca*, 2005].

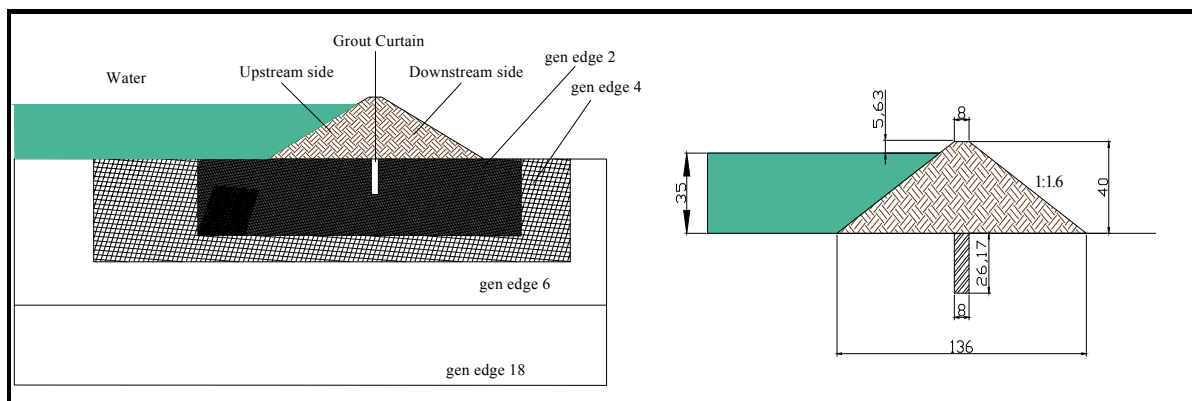
The objectives for the study were to: (1) Reveal and increase the understanding of the rock mass response to the construction and early stages of the life time of a hydropower embankment dam; and (2) Investigate how static and cyclic loads of the hydropower dam influence degradation processes, with special attention to the stability of the dam and the integrity of the grout curtain.

The first part of this paper briefly describes aspects of conceptual numerical analysis. It is followed by a brief presentation of the main results. The conclusions of the major findings of this study are given in the final part.

## 2. CONCEPTUAL NUMERICAL ANALYSIS

The Universal Distinct Elements Code (UDEC) of *Itasca* [2005] is a two-dimensional program based on the distinct element method for discontinuum analysis. It simulates the response of discontinuous media (such as a jointed rock mass) subjected to static or dynamic loading. UDEC is most suitable code for fulfilling the objectives of this project, based on the assumption that the behavior of the rock mass is primarily controlled by the major discontinuities in the rock mass.

The conceptual numerical analysis have been conducted during three phases [Bondarchuk, 2008]. The layout and parameters used for a Base Case (BC) Model is selected during Phase 1 (Figure 1) to investigate shear and normal deformation along the discontinuities that may threaten the dam stability and the integrity of the grout curtain. Additional attention has been given to the amount of seepage water flowing through the rock mass, because it may lead to piping through the rock mass, providing an alternate path of water than through special installations of the hydropower plant. The dam type is modeled to resemble a homogeneous embankment dam, i.e. the dam body has uniform properties and low density. Figure 1 shows the dimensions of the dam and grout curtain, which were chosen based on experience from Swedish hydropower dams and recommendations [e.g. *Fell et al.*, 2005]. The rock mass was discretized into deformable triangular finite-difference zones (deformable material). To achieve good resolution in the areas of interest and to optimize the calculation time, the models were subdivided into four areas of different zone size. A total number of 34 input parameters were used to describe the properties of the rock mass, grout curtain, dam body, and stress field.



Figur 1. Modelstorlekar för fyllningsdammen och ridåinjekteringen.  
*Dimension of the embankment dam and grout curtain.*

Phase 2 consist of execution of verification models. These models were implemented to clarify uncertainties related to the load from the embankment dam on the rock mass, and to determine the best length of the joints in the model (see below). During Phase 3, the

influence of individual parameter on the rock mass behavior was evaluated during three stages of the life time of the dam:

- Stage 1. Static loading from constructing the dam;
- Stage 2. Impounding the reservoir; and
- Stage 3. Cyclic loading from water in the reservoir.

During each of these stages, up to 15 sensitivity analysis were made by varying one parameter at a time. The sensitivity analysis included the study of six parameters: the first parameter characterize the stress state, whereas the remaining five parameters describe the joint behavior (Table 1).

Tabell 1. Sammanställning av parametrar och värden som använts vid de numeriska analyserna.

*Summary of model parameters and values used in the sensitivity analysis*

Model No.	$\sigma_H$ [MPa]	$\sigma_h$ [MPa]	$\sigma_v$ [MPa]	$\phi_r$ [°]	$\phi_i$ [°]	$\psi_B$ [°]	$\psi_S$ [°]	$x_{B0}$ [m]	$x_{S0}$ [m]	$\alpha$ [mm]
BC	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	35	9	-5	85	3	5	0.25
1	$\sigma_H(2)$	$\sigma_h(2)$	$\sigma_v$	35	9	-5	85	3	5	0.25
2	$\sigma_H(3)$	$\sigma_h(3)$	$\sigma_v$	35	9	-5	85	3	5	0.25
3	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	25	9	-5	85	3	5	0.25
4	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	30	9	-5	85	3	5	0.25
5	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	40	9	-5	85	3	5	0.25
6	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	35	0	-5	85	3	5	0.25
7	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	35	9	-5	70	3	5	0.25
8	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	35	9	-5	100	3	5	0.25
9	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	35	9	-10	85	3	5	0.25
10	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	35	9	-5	85	3	1	0.25
11	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	35	9	-5	85	3	9	0.25
12	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	35	9	-5	85	3	5	0.50
13	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	35	9	-5	85	3	5	1.00
14	$\sigma_H(1)$	$\sigma_h(1)$	$\sigma_v$	35	9	-5	85	3	5	2.50

KEYS:  $\sigma_H$ , maximum horizontal stress, with  $\sigma_H(1) = 2.8 + 0.0399z$ ,  $\sigma_H(2) = 6.7 + 0.0444z$ ,  $\sigma_H(3) = 0.085z$ ;  $\sigma_h$ , minimum horizontal stress, with  $\sigma_h(1) = 2.2 + 0.0240z$ ,  $\sigma_h(2) = 0.8 + 0.0329z$ ,  $\sigma_h(3) = 0.022z$ ;  $\sigma_v$ , vertical stress, with  $\sigma_v = \rho \cdot g \cdot z$ ;  $\phi_r$ , joint friction angle;  $\phi_i$ , joint dilation angle;  $\psi_B$ , dip of banking planes;  $\psi_S$ , dip of subvertical joints;  $x_{B0}$ , normal distance of banking planes;  $x_{S0}$ , normal distance of subvertical joints;  $\alpha$ , hydraulic aperture

The constitutive model used in the analysis were linear elastic-perfectly plastic for the blocks and Mohr-Coulomb for the discontinuities. The simulation of the construction of the rock mass was performed in two steps. The construction of the dam was first made using high discontinuity strength values (to inhibit any shear deformations). The joint strength properties was then returned to their correct values and the model was allowed to reach a

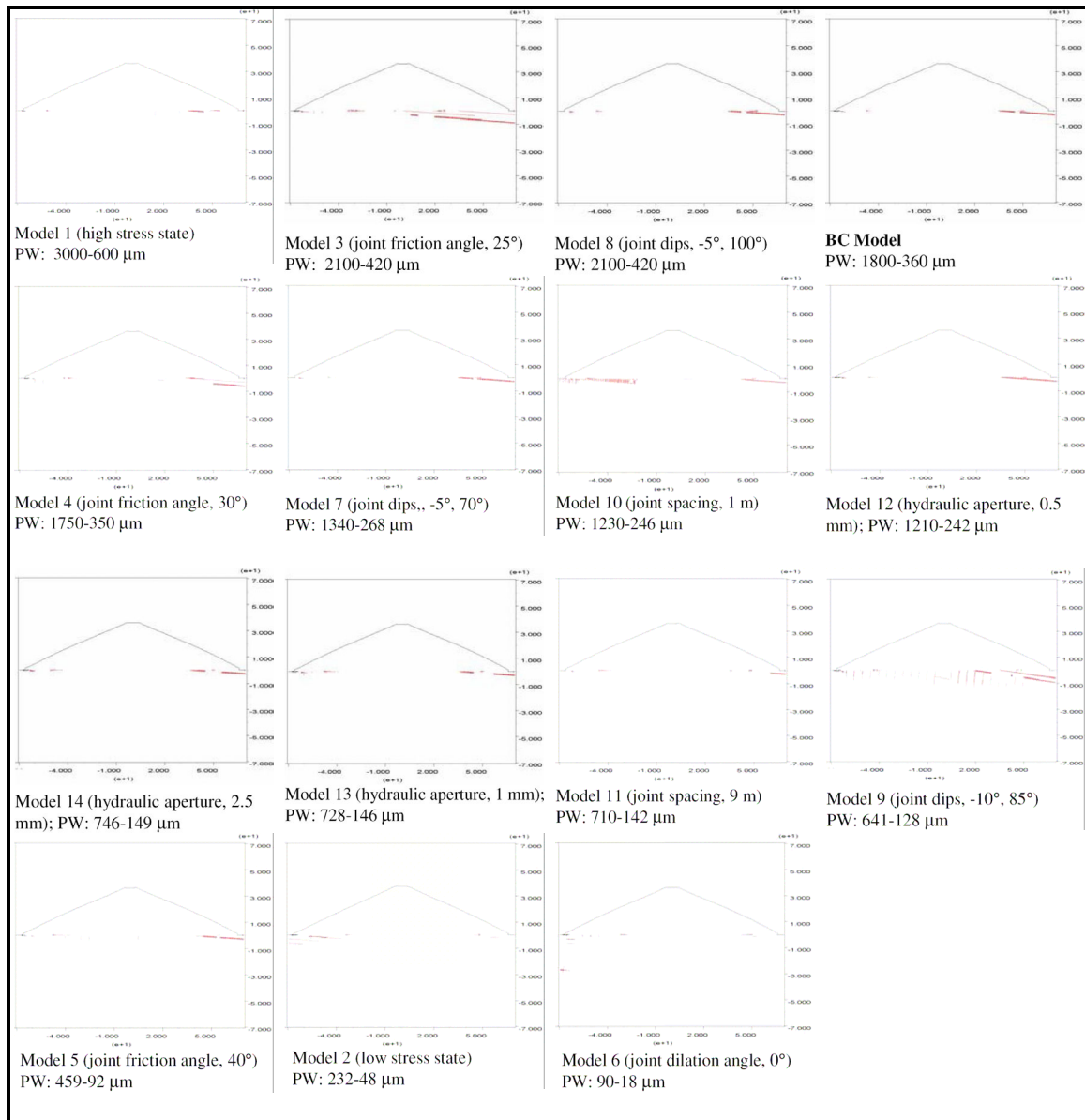
final equilibrium state. This approach was applied to prevent any extensive deformations due to dynamic loading caused by placement of the heavy structure on the ground surface. The same reasons were behind the approach selected for the simulation of filling the reservoir. Therefore, the dam was impounded into two steps during Stage 2. Similarly, the cyclic water loading during Stage 3 was also achieved in two steps. Gravitation load and pore pressure from the ground water table, established at the level of ground surface, were included in the model (Table 1).

### 3. RESULTS

The magnitude and location of maximum shear and normal deformation along discontinuities (i.e. joints), and the total water flow through the rock mass were studied in a total number of 61 sensitivity analysis. The analysis considered three stages in the life time of an embankment dam (see above). These three stages are thought to be critical with respect to dam stability and functionality of the grouting curtain. To account for joints oriented perpendicular and parallel to the river valley, analysis were made along two cross sections; however, the results from the cross-section that runs perpendicular to the strike of the river valley is presented elsewhere [Bondarchuk, 2008]. Note that the model is not yet calibrated to a real case; therefore, the results presented here should be viewed as potential scenarios for rock mass behavior.

As described above, a base case (BC) model was constructed using parameters with typical average values for Swedish crystalline rocks. One parameter at a time was then altered to investigate their influence on rock mass and total water flow (Table 1). Each model was run to equilibrium.

Figure 2 shows an example of where deformations occurred in the models. The location and value of maximum shear and normal deformation in each model was determined using the curtain commands of UDEC that only plots a certain range of values: The upper limit of the plotted range is the maximum deformation found in the model, while the lower limit is calculated by dividing the maximum values by 5. Therefore, the scale of each plot varies and depends on the value. A first comparison between two plots with high and low magnitudes of maximum deformation may give an impression that deformation is more significant in the model with low magnitude of maximum deformation. However, this impression is false, as the small deformations were cut-off from the plots with large deformations. To remind the reader on the different scales, the scale of the plot window (PW) is included in all cross sections (Figure 2). Furthermore, the scale on both axes is in tens of meters, and the red dots show the location of deformations, with thicker lines indicating higher magnitudes of deformations.



Figur 2. Beräknade skjuvdeformationer för Steg 2.  
*Calculated shear deformations during Stage 2.*

Table 2 summarizes the results of the magnitude of maximum values of shear and normal deformation calculated for the rock mass and the grout curtain, and the total water flow during the three stages of the life time of the dam investigated in this study. Figure 3 compares the variation of deformation of the maximum deformation of individual parameters with respect to shear and normal deformation in the rock mass and grout curtain

during the three stages of the dam life. The magnitudes of deformations for the three stages and for normal and shear deformations in the rock mass and grout curtain vary from 0 to 6010  $\mu\text{m}$  (Table 2). In general, the smallest deformations are obtained as normal deformation in the grout curtain, and the largest deformations are obtained as shear deformation in the rock mass.

Tabell 2. Resultat från de utförda analyserna  
*Results from the sensitivity analysis*

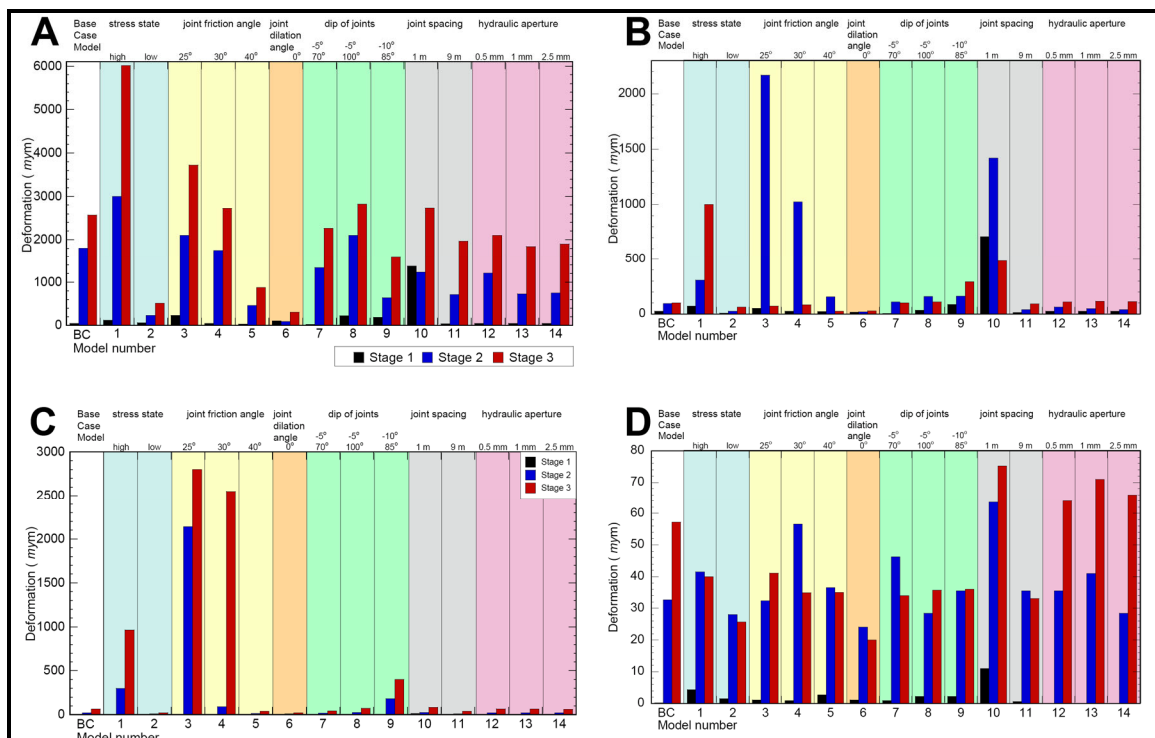
Model No.	Rock mass deformation						Grout curtain deformation						Water Flow	
	Shear [ $\mu\text{m}$ ]			Normal [ $\mu\text{m}$ ]			Shear [ $\mu\text{m}$ ]			Normal [ $\mu\text{m}$ ]			[l/s]	
Stage	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	2	3
BC	45	1800	2570	27	96	100	1	20	65	0	33	57	0.28	0.22
1	119	3000	6010	72	310	1000	4	300	965	4	42	40	1.05	1.16
2	59	232	510	9	26	63	0	10	21	2	28	26	0.03	0.03
3	230	2100	3720	54	2170	71	1	2140	2800	1	32	41	0.12	0.07
4	41	1750	2720	27	1030	85	1	90	2550	1	57	35	0.19	0.18
5	27	459	872	24	156	27	2	12	38	3	37	35	0.25	0.24
6	100	90	300	18	22	30	0	10	20	1	24	20	0.02	0.03
7	20	1340	2260	6	110	100	0	17	43	1	46	34	0.30	0.30
8	222	2100	2820	35	160	110	2	25	73	2	29	36	0.33	0.31
9	185	641	1580	88	162	292	3	183	400	2	36	36	0.15	0.13
10	1370	1230	2730	710	1420	485	16	27	85	11	64	75	1.77	2.45
11	34	710	1970	13	40	92	0	10	39	1	36	33	0.16	0.18
12	-	1210	2100	-	66	110	-	20	67	-	36	64	0.78	0.82
13	-	728	1840	-	50	117	-	20	64	-	41	71	3.79	5.10
14	-	746	1900	-	41	112	-	20	61	-	29	66	61.5	117

KEYS: BC, Base Case model, see properties and values of all models in Table 1.

#### 4. CONCLUSIONS

The conclusions regarding the rock mass response to the dam construction are:

- Insignificant shear and normal deformations are introduced in the rock mass during Stage 1. However, the deformations are more significant during Stage 2.
- High joint frequency results in significant normal deformation of joints after the construction of the dam, and this magnitude increases in Stage 2.
- Application of high in-situ stresses (i.e. a high maximum horizontal stress, and a lower minimum horizontal stress) apparently has no influence on the rock mass behavior during Stage 1, but this stress state significantly influences the rock mass behavior in later Stages (Figure 3).



Figur 3. Jämförelse mellan beräknade maximala deformationer under Steg 1-3. Skjuv deformationer (A, C) och normala deformationer (B, D) i bergmassan (A, B) och ridåinjekteringen (C, D).

*Comparison of calculated values of maximum deformation obtained during Stage 1 to 3. Shear (A, C) and normal deformations (B, D) of the rock mass (A, B) and the grout curtain (C, D).*

The conclusions regarding the breakdown processes induced by static and cyclic variation of loads, with special attention paid on dam stability and grout curtain are:

- The combined effect of high in-situ stresses and cyclic loading of water result in extensive shearing of joints, followed by some normal deformation.
- Increase in frequency of subvertical joints results in considerable normal deformation of the joints during Stage 2. The later variation of the water table during Stage 3 has not resulted in further development, so this factor seems more important for the first filling of the reservoir.
- A small joint friction angle facilitates normal deformation of joints after the reservoir was filled with water the first time, whereas it only resulted in limited shearing.
- Increased hydraulic aperture has little effect in shear and normal deformations in the rock mass, but it represents the most important parameter for the total water flow.
- With exception for variations in the joint friction angle, the simulation analysis generally results in small deformations of the grout curtain that appears to be stable

over the range of this study. It is noted, however, that the parameters of the grout curtain reveal similar trends of deformation, as those of the rock mass, but that the values of grout curtain parameters are much smaller.

## 5. ACKNOWLEDGEMENTS

The work presented is a part of the licentiate thesis of *Bondarchuk* [2008]. A. Isander (E.ON), E. Nordström (Vattenfall), F. Johansson (KTH/SWECO) were members of the reference group, and they are thanked for valuable comments and suggestions. This work was supported by VINNOVA, NCC via SBUF, Elforsk, E.ON and Luleå University of Technology.

## 6. REFERENCES

- Barla, G., M. Bonini, G. Cammarata (2004). Stress and seepage analysis for a gravity dam on a jointed granitic rock mass, *In H. Konietsky (Ed.), Proc. 1<sup>st</sup> Int UDEC/3DEC Symp: Numerical Modeling of Discrete Materials in Geotech. Engr, Civ. Engr., and Earth Sci., Bochum, Germany, 2004.* A.A. Balkema, p. 263-268.
- Bondarchuk, A. (2008). Rock mass behaviour under hydropower embankment dams: results from numerical analysis. *Lic. Thesis*, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden.
- Dolezalova, M. (2004). Numerical analysis of an old masonry dam using UDEC, *In H. Konietsky (Ed.), Proc. 1<sup>st</sup> Int UDEC/3DEC Symp: Numerical Modeling of Discrete Materials in Geotech. Engr, Civ. Engr., and Earth Sci., Bochum, Germany, 2004.* A.A. Balkema, p. 269-277.
- Fell, R., P. MacGregor, D. Stapledon, G. Bell (2005). *Geotechnical engineering of dams*, Leiden, A.A. Balkema.
- Foster M., R. Fell, M. Spannagle (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Can. Geotech. J.*, **37**: 1000-1024.
- ICOLD (1995). *Dam failures statistical analysis*. International Bulletin **99** [ICOLD].
- Itasca (2005). *UDEC version 4.0. Manual*. Minneapolis, ICG.
- Johansson, S. (1997). *Seepage monitoring in embankment dams*, Ph.D. thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, TRITA-AMI PHD, 1014
- Korsfelts, T., Z. Lublin, M. Lagerquist, A. Persson, A. Andersson, C. Lindberg, , D.G. Andersson, D. Waluszewski, E. Veibäck, J. Cato, K. Petersson (2007). *Energiläget 2007*, Svensk energimyndigheten. Available from [www.energimyndigheten.se](http://www.energimyndigheten.se) on
- Reinius (1988). Stresses and cracks in the rock foundation of an earthfill dam, *Water Power & Dam Construction*, **40**: 33 – 38.
- Windelhed, K. (2001). Dammsäkerhet, jetinjektering, en intressant reparationsmetod för jorddammar – förstudie, Elforsk rapport 01:10, Elforsk AB, Stockholm, Sweden.



# EN KONCEPTUELL MODELL FÖR UPPSKATTNING AV MAXIMAL SKJUVHÅLLFASTHET FÖR RÅA OFYLLDA SPRICKOR

## A conceptual model for the peak shear strength of rough unfilled joints

*Fredrik Johansson, Avd. Jord och Bergmekanik, KTH/SWECO*

*Håkan Stille, Avd. Jord och Bergmekanik, KTH*

### SAMMANFATTNING

Uppskattning av sprickors skjuvhållfasthet är en grundläggande del inom bergmekaniken vid byggande på och i berg. För uppskattning av skjuvhållfastheten för sprickor har ett antal olika brottkriterier förslagits. Dessa beskriver i första hand hållfastheten för mindre sprickplan i laboratorieskala. Samtidigt är det inom bergmekaniken idag allmänt accepterat att större sprickplan kan uppvisa en lägre hållfasthet, den s.k. skaleffekten. Olika förslag till hur skjuvhållfastheten för större sprickplan ska uppskattas har förslagits. Problemet med dessa är att de i första hand bygger på observationer och empiriska samband. En mer detaljerad förståelse för mekanismerna bakom skaleffekten saknas. I syfte att öka förståelsen kring vad som styr skjuvhållfastheten för råa, ofyllda, sprickplan av olika storlekar har en konceptuell tagits fram som försöker beskriva detta. Modellen är baserad på adhesionssteori, mätningar av ytråhet och kontaktpunkternas variation med sprickans storlek samt passningsgrad. Den har delvis verifierats för laboratorieprover utförda under olika normallaster samt delvis genom att jämföra resultaten för olika sprickstorlekar med de empiriska ekvationer som föreslagits av Barton och Bandis (1982) för att ta hänsyn till en ökad storlek på sprickplanen. Dessa analyser visar att den konceptuella modellen i huvudsakliga drag kan (1) uppskatta dilatationsvinkeln som observeras för råa, perfekt passade sprickor i laboratorieskala och (2) föreslå en förklaring till lägre dilatationsvinklar till följd av en ökad storlek på sprickplanen samt olika grader av passning.

### SUMMARY

A main part within the area of rock mechanics for tunnels and foundations is the estimation of shear strength for rock joints. In order to estimate the shear strength, several failure criteria have been proposed. These mainly describe the strength of joint planes of smaller sizes, i.e. at laboratory scale. At the same time, it is today widely accepted in rock mechanics that joint planes of larger sizes can exhibit a lower strength, i.e. a scale effect. Different suggestions for how the peak shear strength of joint planes of larger sizes should be estimated have been given. The problem with these suggestions is that they are mainly based on observations and empirical relations. A more detailed understanding of the mechanisms that govern the scale effect is missing.

In an attempt to increase the understanding of the mechanisms that govern the peak shear strength for rough unfilled joint planes of different sizes, a conceptual model has been derived. The model is based on the adhesion theory, measurements of surface roughness and the anticipated variation of the number and size of the contact points. This model has partly been verified for samples under different normal loads in laboratory scale and partly by comparing results for different scales with the empirical equations for scale correction proposed by Barton and Bandis (1982). Based on the results from these analyses it can be concluded that the conceptual can (1) estimate the dilation angle for laboratory samples of perfectly mated rough unfilled joints and (2) suggest an explanation for changes in the dilation angle for larger joint planes and different degrees of matedness.

## 1. INLEDNING

Att kunna uppskatta skjuvhållfastheten för sprickplan är väsentligt för att ha möjlighet att bedöma stabiliteten av belastade bergmassor. Ett antal olika brottkriterier har föreslagits för att uppskatta skjuvhållfastheten för råa, ofyllda sprickor. En begränsning med dessa kriterier är att de i första hand är framtagna för mindre sprickplan i laboratorieskala.

De förslag som existerar hur en möjlig skaleffekt ska beaktas skiljer sig kraftigt. Papaliangas (1996) föreslår exempelvis att man ska bortse från bidraget av sprickans råhet, d.v.s. dilatationsvinkeln försummas, och enbart räkna med ett basvärde på sprickans friktionsvinkel. Detta förefaller emellertid något konservativt med hänsyn till de resultat som tagits fram genom att bakåtanalysera släntskred i berg (Patton 1966 och McMahon 1986). Dessa analyser visar att dilatationsvinklar på mellan 0 och 15° kan förväntas vid brott i större sprickplan.

Barton och Bandis (1982) föreslår att hållfastheten ska reduceras ner till ett sprickplan som kan antas motsvara den genomsnittliga blockstorleken i bergmassan. Detta antagande bygger emellertid på att individuella block kan rotera och ställa in sig på ett sådant sätt att sprickplanets överyta kommer helt i kontakt med dess underyta. Ett sådant antagande är inte självklart om glidning exempelvis sker i ett sprickplan under en betongdamm eller en annan större konstruktion.

Den största nackdelen med ovanstående metoder är att de i första hand är baserade på empiriska samband. Under vilka förutsättningar som de kan användas är oklart eftersom en detaljerad förståelse om de grundläggande mekanismerna bakom skaleffekten saknas. Det kan därför konstateras att en ökad förståelse krävs i frågan.

## 2. KONCEPTUELL MODELL

Den totala friktionsvinkeln för en rå, ofylld spricka kan indelas in två delar. Den första delen har sitt ursprung från en jämn men mikroskopiskt rå yta och benämns sprickans basfriktionsvinkel,  $\phi_b$ . Den andra delen har sitt ursprung från den makroskopiska råheten och benämns dilatationsvinkel,  $i_n$ . Basfriktionen är konstant medan det är förändringar i dilatationsvinkeln som gör att total friktionsvinkel varierar med spänning och sprickplanens storlek, se exempelvis Papaliangas (1996).

För den jämna men mikroskopiskt råa ytan kommer kontaktpunkter bildas där sprickans ojämnheter från över- och underyta kommer i kontakt med varandra. Vid dessa kontaktpunkter är spänningen så hög att sprickytans tryckhållfasthet uppnås. Till följd av detta kan det verkliga förhållandet för kontaktarean,  $A_c$ , uttryckas som kvoten mellan den effektiva normalspänningen,  $\sigma'_n$ , och sprickytans enaxiella tryckhållfasthet,  $\sigma_{ci}$ .

$$A_c = \frac{\sigma'_n}{\sigma_{ci}} \quad (1)$$

Vid dessa kontaktpunkter kommer ytorna att ”svetsas” samman och bilda adhesionsbindningar. Skjuvhållfastheten har sitt ursprung från de krafter som krävs för att bryta dessa bindningar. Detta innebär att friktionen kan uttryckas som en kvot mellan summan av adhesionskrafterna för kontaktpunkterna och sprickytans brottspänning. Denna teori, benämnd adhesions-teorin föreslogs av Terzaghi (1925) och visades senare kunna beskriva friktionsbeteendet för en mängd olika material (Bowden och Tabor 1950, 1964). Mekanismen ligger sannolikt bakom den konstanta delen av friktionsvinkeln i alla brottkriterier.

Den andra delen av friktionsvinkeln som har sitt ursprung från en makroskopiskt rå sprickyta är mer komplex. Det kan antas att adhesions-teorin fortfarande är giltig, men hur sprickytans ojämnheter går till brott styr råhetens bidrag till den totala friktionsvinkeln. In princip är tre olika typer av brott möjliga för ojämnheterna; (1) glidning över ojämnheterna; (2) skjuvning eller krossning av ojämnheterna; och (3) dragbrott av ojämnheterna. Jämviktsbetraktelser utförda av författaren för en geometrisk idealiserad ojämnhet visade att skjuvning eller krossning av ojämnheterna samt dragbrott inträffar då ojämnheternas lutningsvinkel är stor.

För ojämnheter med lägre lutningsvinklar är glidning den främsta brottmekanismen. För hårda bergarter förfaller gränsen mellan glidning och skjuvning av ojämnheterna ligga omkring  $35^\circ$ . Detta innebär att glidning är den dominerande brottmekanismen för ojämnheterna, speciellt för större sprickplan då lutningsvinkeln på kontaktpunkternas ojämnheter är lägre. Som en följd av detta kan dilatationsvinkeln uttryckas som den genomsnittliga lutningsvinkeln på kontaktpunkternas ojämnheter. Den maximala skjuvhållfastheten,  $\tau_p$ , för råa, ofyllda, sprickplan kan därmed beskrivas med följande ekvation såsom föreslagits av Patton (1966):

$$\tau_p = \sigma'_n \cdot \tan(\phi_b + i_n) \quad (2)$$

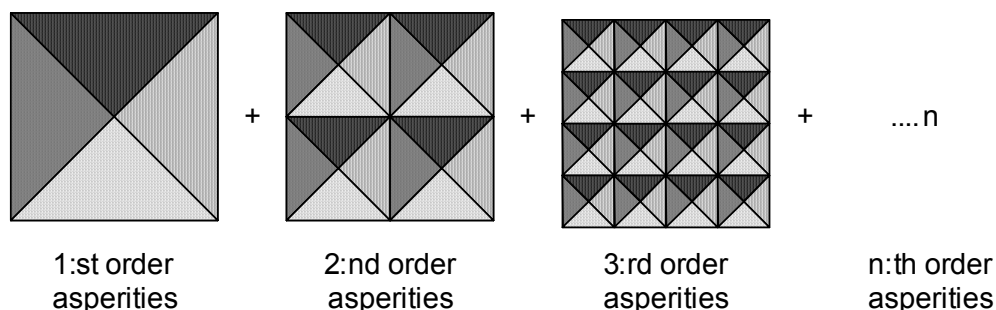
där  $\phi_b$  är sprickplanets basfriktionsvinkel och  $i_n$  är dess dilatationsvinkel.  $\sigma'_n$  är den effektiva normalspänningen.

Det har visats att råa sprickytor i de flesta fall kan korreleras mot en fraktalmodell och att det finns en relation i skalningen mellan ojämnheternas höjd och längd, se exempelvis Mandelbrot (1983); Brown och Scholz (1985; Kulatilake et al. (1995) och (1997); Lanaro (2001) och Fardin (2003). Det är därför möjligt att uttrycka skalningen mellan ojämnheternas höjd och längd enligt följande:

$$h_{asp} = a \cdot L_{asp}^H \quad (3)$$

där  $h_{asp}$  är ojämnheternas höjd och  $L_{asp}$  är deras baslängd.  $a$  är en amplitudparameter baserad på ojämnheternas baslängd och  $H$  är lika med Hurst exponenten. För sprickor i berg ligger  $H$  vanligtvis omkring 0,8.

Att ytan kan korreleras mot en fraktalmodell innebär att det är möjligt att idealisera sprickytan som ett stort antal ojämnheter i olika skalor som överlagrar varandra, se figur 1. Intervallet som ytan kan betraktas som fraktal kan antas sträcka sig från en kornskala, såsom föreslagits av (Brown och Scholz 1985) upp till en möjlig stationär tröskel på råheten. Enligt mätningar av exempelvis Fardin (2003) kan den stationära tröskeln uppträda vid skalor på omkring 3 m. Om denna tröskel existerar för alla typer av sprickplan är emellertid oklart. Den har därför uteslutits i efterföljande text.



Figur 1 Idealiserad beskrivning av ytans råhet. *Idealized description of surface roughness.*

Genom ojämnheternas geometri kan dilatationsvinkeln också beräknas enligt:

$$i = \arctan\left(\frac{h_{asp}}{0,5 \cdot L_{asp}}\right) \quad (4)$$

Grasselli (2001) föreslog följande empiriska uttryck för att beskriva det potentiella kontaktareaförhållandet,  $A_{c,p}$ , för råa, perfekt passade och ofyllda sprickytor:

$$A_{c,p} = A_o \left[ \frac{\theta_{max}^* - \theta^*}{\theta_{max}^*} \right]^C \quad (5)$$

Där  $A_0$  är den maximalt möjliga kontaktareaförhållandet mot skjuvriktningen.  $\theta^*_{\max}$  är den maximalt uppmätta lutningsvinkeln för ojämnheter på sprickytan mot skjuvriktningen och  $\theta^*$  är den uppmätta lutningsvinkeln på ojämnheter mot skjuvriktningen.  $C$  är en råhetsparameter som beskriver kurvans konkavitet.

Med utgångspunkt från ovanstående ekvation kan dilatationsvinkeln för en perfekt passad sprickyta tecknas utifrån följande resonemang baserat på adhesione teorin. När skjuvningen påbörjas för en perfekt passad, rå och ofylld spricka utsatt för en normallast kommer ojämnheter först att deformeras elastiskt. På samma gång ökar spänningen vid de initiella kontaktpunkterna och når snabbt sprickytans tryckhållfasthet. Vid detta tillfälle kommer de minsta ojämnheter som stupar mot skjuvriktningen att krossas eftersom den potentiella kontaktarean för dessa klackar är för liten för att bära lasten. Denna process fortsätter successivt tills dess att den lutning av ojämnheter uppnåts då potentiella kontaktareaförhållandet blir lika stor som det verkliga förhållandet för kontaktarean. Vid denna kontaktarea, då jämvikt uppnås mellan det potentiella och verkliga kontaktareaförhållandet, finns en motsvarande lutningsvinkel på ojämnheter som kommer resultera i en dilatationsvinkel. Genom ekvation 1 och 5 fås:

$$i_g = \theta^*_{\max} - 10 \frac{\log \frac{\sigma'_n}{\sigma_{ci}} - \log A_0}{C} \cdot \theta^*_{\max} \quad (6)$$

Där  $i_g$  betecknar dilatationsvinkeln i kornskala för en perfekt passad, rå, ofylld spricka. Ekvationen förutsätter att förhållandet för potentiell kontaktarea bestäms med en sådan upplösning som kan antas representera kornskalan.

Vid förändringar i dilatationsvinkeln för större sprickplan har det observerats att kontaktpunkternas storlek ökar, se exempelvis Bandis (1980) och Yoshinaka et al. (1993). Det kan därför antas att det är dessa förändringar i kontaktpunkternas storlek och antal som ligger bakom förändringar i dilatationsvinkeln.

Adhesionsteorin förutsätter att under en konstant normalspänning är förhållandet mellan verklig kontaktarean och sprickytans area konstant vid alla sprickstorlekar. För en perfekt passad spricka kan det antas att antalet kontaktpunkter kommer öka proportionellt med sprickytans area, eftersom parametrarna för det potentiella kontaktareaförhållandet enligt författarens erfarenhet i princip inte förändras med en ökad storlek på sprickplanet om upplösningen är konstant. När detta inträffar kommer ingen skaleffekt att observeras. Om ett sprickplan däremot är maximalt opassat, exempelvis till följd av att en förskjutning ägt rum mellan dess över och underyta, kan det antas att antalet kontaktpunkter kommer vara konstant vid olika storlekar på sprickplanet. Detta eftersom det kan antas att maximal baslängd för ytans största ojämnheter är proportionell mot sprickplanets längd. För dessa typer av sprickor kommer en full skaleffekt att observeras. Om kvadratiske kontaktpunkter antas kan denna förändring uttryckas som.

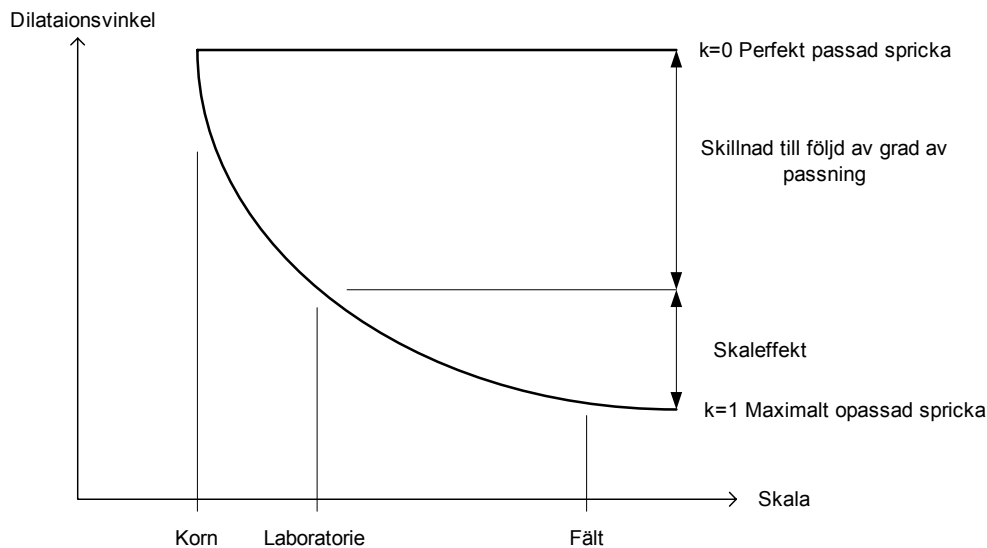
$$L_{asp,n} = L_{asp,g} \cdot \left( \frac{L_n}{L_g} \right)^k \quad (7)$$

Där  $L$  är längden på sprickplanet och  $L_{asp}$  är längden på ojämnheter bas. Underbenämningen (g) representerar en kornskala och (n) den betraktade storleken på sprickplanet.  $k$  är en konstant som varierar mellan 0 och 1 beroende på grad av passning. För en perfekt passad spricka är  $k=0$  och för en maximalt opassad spricka är  $k=1$ .

Genom att utgå från uttrycket för dilatationsvinkeln i kornskala (ekvation 6) och kombinera den med ekvation 3, 4 och 7 kan dilatationsvinkeln vid olika storlekar på sprickplanet och grader av passning uttryckas som:

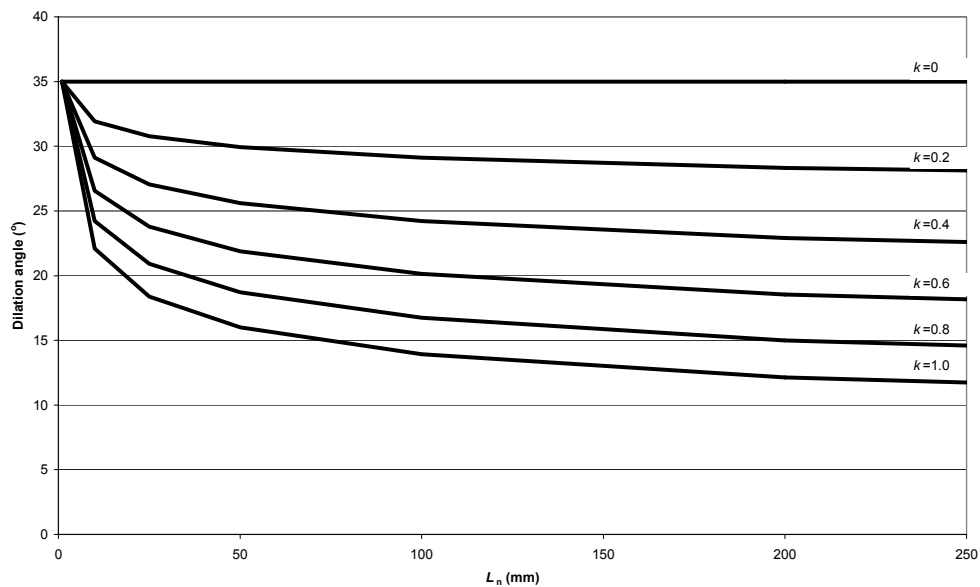
$$i_n = \left( \theta_{\max}^* - 10^{\frac{\log \frac{\sigma'_n - \log A_o}{\sigma_{ci}}}{C}} \cdot \theta_{\max}^* \right) \cdot \left( \frac{L_n}{L_g} \right)^{kb-k} \quad (8)$$

Det konceptuella beteendet för dilatationsvinkeln kan summeras enligt figur 2.

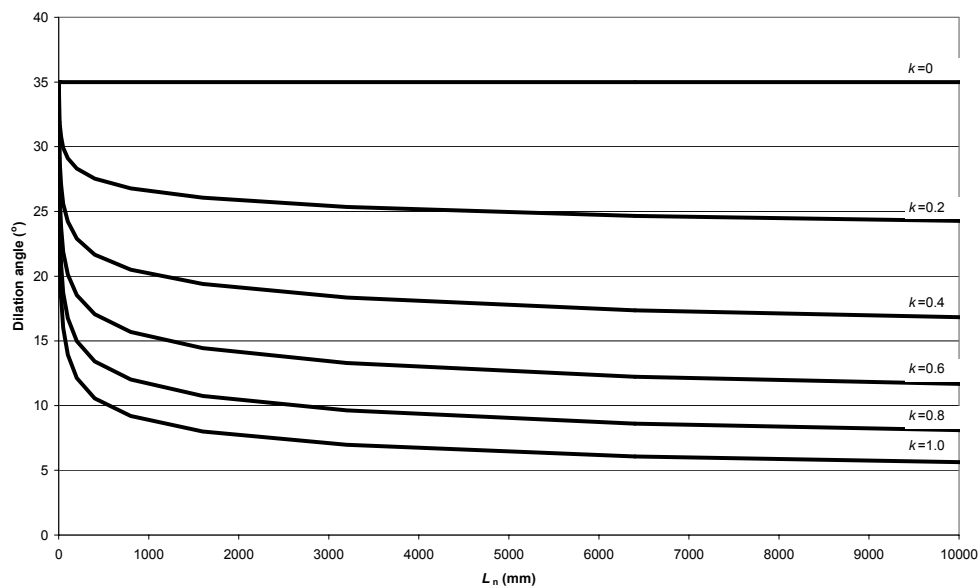


Figur 2 Konceptuellt beteende för dilatationsvinkeln vid olika skalor och grader av passning. *Conceptual behaviour of the dilation angle at different scales and matedness.*

Ett exempel på hur beteendet för dilatationsvinkeln för en rå, ofylld spricka förändras vid olika skalor och grader av passning har analyserats med hjälp av ekvation 8. I detta exempel har dilatationsvinkeln för en perfekt passad spricka antagits vara  $35^\circ$  vid en konstant normalspänning. Kornstorleken för det intakta berget har antagits vara 1 mm. Hurst exponent har antagits till 0.8. Resultaten presenteras i figur 3 och 4.



Figur 3 Exempel på förändringar i dilatationsvinkeln vid olika grader av passning upp till en skala på 250 mm. *Example of changes in the dilation angle at different degrees of matedness up to a scale of 250 mm.*



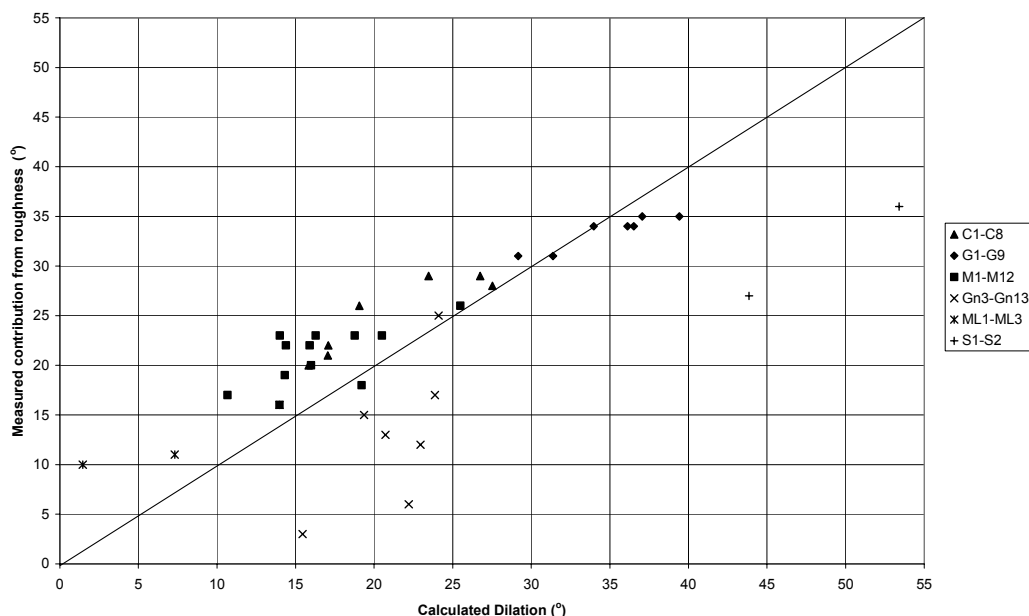
Figur 4 Exempel på förändringar i dilatationsvinkeln vid olika grader av passning upp till en skala på 10 000 mm (Ingen stationär tröskel på råheten medräknad). *Example of changes in the dilation angle at different degrees of matedness up to a scale of 10 000 mm (No stationary threshold for the roughness included).*

### 3. VERIFIERANDE ANALYSER

I syfte att undersöka om den konceptuella modellen verkligen fångar de grundläggande mekanismerna bakom den maximala skjuvhållfastheten har ett antal beräkningar genomförts för att undersöka detta. Dessa beräkningar består av två delar; en del som

undersöker om adhesions teorin i kombination med mätningar av ytans råhet kan användas för att beräkna dilatationsvinkeln för en spricka i liten skala; och en del som undersöker om Hurst exponent,  $H$ , tillsammans med passningskonstanten,  $k$ , kan användas för att beskriva förändringar i dilatationsvinkeln vid ökad storlek på sprickplanen.

Grasselli (2001) genomförde ett stort antal skjuvförsök på draginducerade och perfekt passade sprickor i skalan 140x140 mm. Det faktum att de är perfekt passade innebär att passningskonstanten  $k$  kan antas till 0. Vidare bestämde Grasselli (2001) parametrar för den potentiella kontaktarean med en upplösning på 0.3x0.3 mm. Det har i dessa beräkningar antagits att denna upplösning representerar en kornskala för det intakta berget på sprickytan. Genom att använda ekvation 6 har dilatationsvinkeln beräknats och jämförts med uppmätta värden från försöken. Resultaten redovisas i figur 5.



Figur 5 Beräknad dilatation enligt ekvation 6 jämfört med uppmätt dilatationsvinkel från skjuvförsök av Grasselli (2001). *Calculated dilatation with the conceptual model at laboratory scale compared to measured contribution to the friction angle from roughness in Grasselli's (2001) samples.*

Om resultaten i figur 5 studeras kan tre saker observeras. För det första förefaller beräknad dilatationsvinkel överensstämma bra med den uppmätta. Glidning över ojämnheter är den dominerande brottmekanismen upp till 35°. Därefter börjar de avvika från det beräknade beteendet. Ett förväntat beteende enligt de jämviktsberäkningar av en idealiserad ojämnhet som författaren har genomfört. Endast några få prov med dilatationsvinklar som överstiger 35° har emellertid genomförts av Grasselli (2001) och det är svårt att dra några säkra slutsatser kring detta.

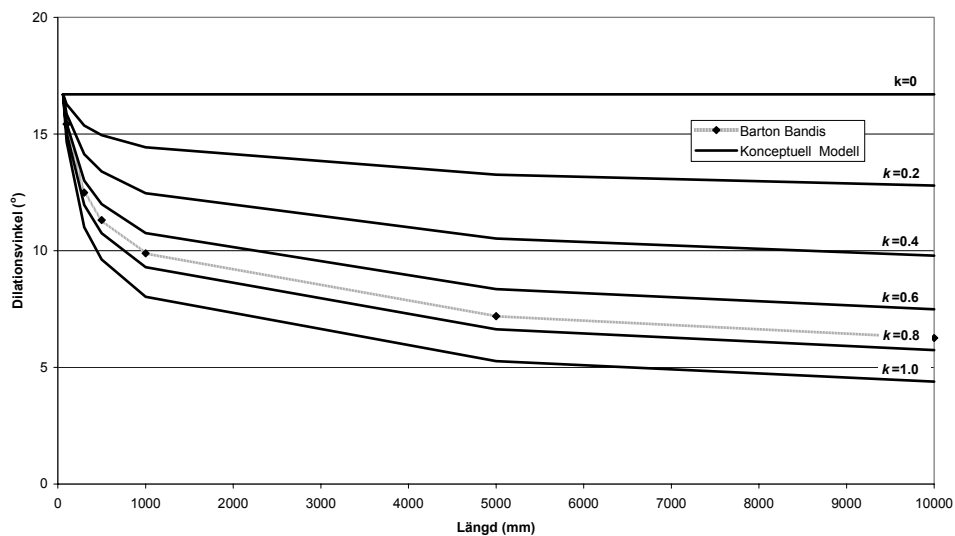
För det andra kan det ses att gneissproverna (Gn3-Gn13 i figur 5) tydligt avviker från förväntat beteende. Orsakerna till detta är oklar, men det kan bero på att den enaxiella tryckhållfastheten är anisotropisk till följd av en möjlig foliation i gneissen.



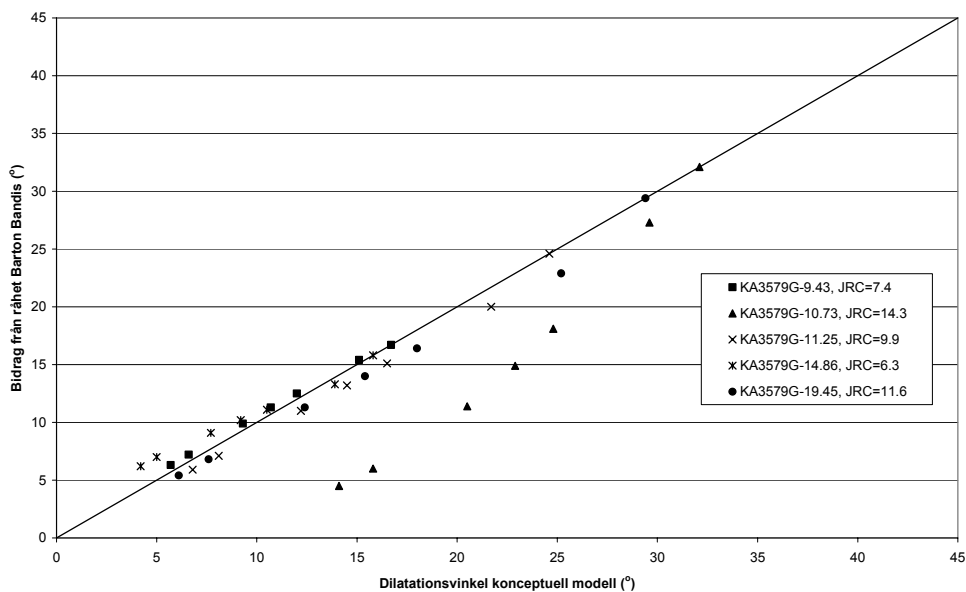
För det tredje kan det observeras att beräknad dilatationsvinkel är något mindre än observerad. Flera möjliga orsaker finns detta. Dels kan sprickans basfriktionsvinkel,  $\phi_b$ , ha underskattats. Dels är det möjligt att sprickytans hållfasthet är högre än den antagna. Det är känt att tryckhållfastheten för intakt berg kan vara skalberoende såsom föreslagits av Hoek and Brown (1980), Barton (1987) and Wagner (1987). Det är därför möjligt att kontaktpunkternas hållfasthet är högre än den antagna, vilket skulle ge en högre beräknad dilatationsvinkel. Det kan också vara så att den upplösning som Grasselli använt vid den optiska skanningen av ytan inte representerar kornstorleken korrekt.

Ovanstående resultat visar att det är möjligt att uppskatta dilatationsvinkeln för en perfekt passad spricka baserat på kontaktteori och mätningar av det potentiella kontaktareaförhållandet enligt Grasselli (2001). Glidning över ojämnheter är den dominerande brottmekanismen.

För att kunna undersöka om den konceptuella modellen beskriver förändringar i dilatationsvinkeln på ett korrekt sätt krävs genomförda skjuvförsök i olika storlekar där Hurst exponent bestämts samt att potentiell kontaktarea och grad av passning bestämts. Några sådana data finns i nuläget inte tillgängliga, vilket gör att en verifiering av modellen är svår att utföra. För att kunna genomföra någon form av jämförelse har fem skjuvprover som Lanaro (2001) genomfört på borrkärnor med diametern 61 mm använts. Proverna bestod av Äspödiorit med inslag av finkornig granit. Alla resultaten från skjuvförsöken fanns inte publicerades, utan erhöles genom personlig kommunikation. Anpassning av resultaten till sprickplan av större storlek genomfördes genom att använda Barton och Bandis (1982) föreslagna ekvationer för anpassning av dilatationsvinkeln till en större skala. Utifrån Lanaros provresultat har *JRC* bestämts genom bakåtberäkning. *JCS* antogs överensstämma med genomsnittlig enaxiell tryckhållfasthet för proverna (195 MPa). Hurst exponent bestämdes av Lanaro (2001) för proverna och varierar mellan 0,615 till 0,799. Däremot har ingen bestämning av parametrar för det potentiella kontaktareaförhållandet och ingen uppskattning av sprickans passning genomförts. Detta innebär att det endast är möjligt att genomföra en indirekt jämförelse mellan modellen och verkligt utfall. Dilatationsvinkeln,  $i_n$ , har baserats på resultat från Lanaros skjuvförsök och passningskonstanten  $k$  har varierats. Förhållandet  $L_n/L_g$  har utgått från provskalan 61 mm. Detta är, som tidigare sagts, ingen direkt verifiering, men jämförelsen kan indikera om modellen reducerar dilatationsvinkeln på ett sätt som överensstämmer med Barton och Bandis (1982) ekvationer samt vilken grad av passning sprickorna hade som låg till grund för deras ekvationer. Resultaten från jämförelsen visas i figur 6 och 7.



Figur 6 Jämförelse av uppskattade dilatationsvinklar för Lanaros prov KA3579G-9.43 i olika skalor mellan den konceptuella modellen och Barton Bandis empiriska ekvationer för skaleffekt. *Comparison of dilation angles for Lanaro sample KA3579-9.43 at different scale estimated with the conceptual model and the equations suggested by Barton and Bandis (1982) to account for scale effects.*



Figur 7 Uppskattade dilatationsvinklar med konceptuell modell baserat på Lanaros prover då  $k=0.8$  i skalorna 0,061 m, 0,1 m, 0,3 m, 1 m, 5 m och 10 m jämförda med värden beräknade med Barton och Bandis (1982) ekvationer för skalkorrigerig. *Estimated dilation angles with the conceptual model based on Lanaro's samples with  $k=0.8$  at the scales 0.061 m, 0.1 m, 0.3 m, 1 m, 5 m, and 10 m compared against values predicted with Barton Bandis (1982) equations for scale correction.*

Såsom resultaten i figur 5 och 6 visar uppskattar den konceptuella modellen förändringar i dilatationsvinkeln som överensstämmer med Barton och Bandis (1982) empiriska ekvationer vid ett  $k=0,8$ .

Det är intressant att notera att Barton och Bandis använder en skalkorrektion för både *JRC* och *JCS*, medan den konceptuella modellen endast använder sig av förändringar i lutningsvinkeln för kontaktpunkternas ojämnheter och grad av passning. Det är möjligt att effekten av en sämre passning med ökad skala har tolkats av Barton och Bandis (1982) som ett bevis på ett möjligt skalberoende för parametern *JCS*. Om det verkligen finns ett skalberoende för sprickytans hållfasthet, och hur stort detta är, kan inte avgöras genom dessa analyser.

Värt att notera är även att Barton och Bandis modell för prov KA3579G-10.73 förefaller underskatta dilatationsvinkeln för större sprickplan. Detta har sin förklaring i att deras modell inte bör användas för skalor större än blockstorleken, speciellt inte vid höga värden på *JRC*.

#### 4. SLUTSATSER

I syfte att uppnå en ökad förståelse av de mekanismer som ligger bakom reduktionen av den maximala skjuvhållfastheten för större sprickplan i förhållande till mindre, har en konceptuell modell för råa ofyllda sprickor utvecklats. Modellen är baserad på adhesionsteori, mätningar av ytråhet och kontaktpunkternas variation med sprickans storlek och grad av passning.

Modellen har delvis verifierats för laboratorieprover utförda under olika normallaster samt delvis genom att jämföra resultaten för sprickplan av olika storlek med de empiriska ekvationer som föreslagits av Barton och Bandis (1982) för att ta hänsyn till en ökad storlek på sprickplanet.

Baserat på dessa resultat kan det konstateras att den konceptuella modellen i huvudsakliga drag kan (1) uppskatta dilatationsvinkeln som observeras för råa, perfekt passade sprickor i laboratorieskala och (2) föreslå en förklaring till lägre dilatationsvinklar till följd av en ökad storlek på sprickplanen och olika grader av passning.

## 5. PRAKTISK BETYDELSE

Om den konceptuella modellen beskriver dilatationsvinkelns förändringar till följd av olika grader av passning och skala på ett korrekt sätt, innebär det flera intressanta aspekter då skjuvhållfastheten för sprickplan ska uppskattas.

Under större konstruktioner såsom betongdammar är det i första hand sprickor med stor apertur som sannolikt är farligast. Dels eftersom det finns en korrelation mellan apertur och spricklängd, se exempelvis Vermilje och Scholtz (1995), och dels då passningen för en sådan spricka sannolikt är sämre.

Enligt modellen kan det dessutom förväntas att skjuvhållfastheten för exempelvis kontaktytan mellan berg och pågjuten betong kan vara stor även om kontakten brutits, d.v.s. då ingen kohesion kan förväntas. Detta under förutsättning att passningen mellan ytorna är perfekt.

## 6. SLUTORD

Ovanstående arbete är ett resultat från ett doktorandprojekt som behandlar problematiken med att utvärdera stabiliteten av stora konstruktioner grundlagda på berg och som utförts vid avdelningen för Jord- och Bergmekanik på KTH. Projektet har finansierats av ELFORSK, SveBeFo, SBUF, SKB och SWECO. En mer utförlig beskrivning av den konceptuella modellen och bakomliggande antaganden finns beskrivna i huvudförfattarens kommande doktorsavhandling.

## 7. REFERENSER

Bandis, S.C. (1980). Experimental Studies of Scale Effects on Shear Strength, and Deformation of Rock Joints. Doctoral Thesis, Department of Earth Sciences, The University of Leeds.

Barton, N.; Bandis, S.C., (1982). Effect of block size on the shear behaviour of jointed rock, 23rd U.S. Symp. on Rock Mech., pp. 739-760.

Barton, N., (1987). Predicting the behaviour of underground openings in rock. 4<sup>th</sup> Manuel Rocha Memorial Lecture, Lisbon.

Bowden, F.P.; and D. Tabor, (1950). The Friction and Lubrication of Solids, Part I, Oxford University Press, London.

Bowden, F.P.; and D. Tabor, (1964). The Friction and Lubrication of Solids, Part II, Oxford University Press, London.

Brown, S.R. and Scholz, C.H., (1985). Broad bandwidth study of the topography of natural rock surfaces. J. Geophys. Res. 90, pp. 12575-82.

Fardin, N., (2003). The effect of Scale on the Morphology, Mechanics and Transmissivity of Single Rock Fractures. Ph. D. Thesis, Royal Institute of Technology, Land and Water Resources Engineering, Stockholm, Sweden.

Grasselli, G., (2001) Shear strength of rock joints based on quantified surface description. Doctoral Thesis, EPFL, Lausanne.

Hoek, E.; Brown, E.T., (1980). Underground excavation in rock, London, Instn Min. Metall. p. 527.

Kulatilake, P.H.S.W., Shou, G., Huang, T.H. and Morgan, R.M., (1995). New peak shear strength Criteria for anisotropic rock joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. 32: pp. 673-697.

Kulatilake, P.H.S.W., Um, J. and Pan, G., (1997). Requirement for accurate quantification of self-affine roughness using the roughness-length method. Rock Mech. Rock Eng. 30: pp. 181-206.

Lanaro, F., (2001). Geometry, Mechanics and Transmissivity of Rock Fractures. Doctoral Thesis, Division of Engineering Geology, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

McMahon, K, 1985 Some practical Considerations for the Estimation of Shear Strength of Joints and Other Discontinuities, Proceedings of the International Symposium on Fundamentals of Rock joints, pp. 475-485.

Mandelbrot, B.B., (1983). The fractal of nature. New York: W. H. Freeman, p. 468

Papaliangas, T.T. (1996). Shear behaviour of rock discontinuities and soil-rock interfaces. Ph.D. Thesis. The University of Leeds, Department of Earth Sciences, p. 318.

Patton, F.D., (1966). Multiple modes of shear failure in rock and related material, Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois.

Terzaghi, K. (1925). Erdbaumechanik, Franz Deuticke, Vienna.

Wagner, H., (1987). Design and support of underground excavations in highly stressed rock. Proc. 6<sup>th</sup> ISRM Congr., Montreal.

Yoshinaka, R.; Yoshida, J.; Arai, H.; and Arisaka S., (1993). Scale effects on Shear Strength and Deformability of Rock Joints. Scale Effects in Rock masses93; Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Workshop on Scale Effects in Rock Masses, Balkema, Rotterdam, Ed. Pinto de Cunha, pp. 143-149.

Mandelbrot, B.B., (1983). The fractal of nature. New York: W. H. Freeman, p. 468

Papaliangas, T.T. (1996). Shear behaviour of rock discontinuities and soil-rock interfaces. Ph.D. Thesis. The University of Leeds, Department of Earth Sciences, p. 318.

Patton, F.D., (1966). Multiple modes of shear failure in rock and related material, Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois.

Terzaghi, K. (1925). Erdbaumechanik, Franz Deuticke, Vienna.

Wagner, H., (1987). Design and support of underground excavations in highly stressed rock. Proc. 6<sup>th</sup> ISRM Congr., Montreal.

Yoshinaka, R.; Yoshida, J.; Arai, H.; and Arisaka S., (1993). Scale effects on Shear Strength and Deformability of Rock Joints. Scale Effects in Rock masses93; Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Workshop on Scale Effects in Rock Masses, Balkema, Rotterdam, Ed. Pinto de Cunha, pp. 143-149.

SveBeFo

Box 5501  
SE-114 85 Stockholm

Tlf: 08- 762 62 20 • [info@svebefo.se](mailto:info@svebefo.se)  
Besöksadress: Storgatan 19

ISSN 0281-4714

tbk.