

BeFo



STIFTELSEN BERGTEKNISK FORSKNING
ROCK ENGINEERING RESEARCH FOUNDATION

BERGMEKANIKDAG 2014

Föredrag



48:e BERGMEKANIKDAGEN 2014

08.00 Registrering

Kaffe & smörgås

09.00 **Inledning**

Per Tengborg/BeFo

Inbjuden gästföreläsare:

Applications of LiDAR to rock engineering projects

D. Jean Hutchinson/Queen's University, Kingston, Ontario, Canada

GRUVA, FÖRSTÄRKNING OCH SEISMISITET

Moderator: Jimmy Töyrä/LKAB

On the application of seismological techniques for study of the development of micro- and macro-cracks – from natural earthquakes to mining events to AE

Savka Dineva/Luleå university of technology

10.30 *Kaffe & frukt*

Ingenjörsmässiga utmaningar och säkerhetsaspekter vid appliceringen av TSL - Thin Spray-On Liner

Patricia Boeg-Jensen/LKAB

Hoek-Brown versus Mohr-Coulomb – Results from a three-dimensional open-pit/underground interaction model

David Saiang, Xander Gywnn/SRK Consulting (Sweden)

Neil Marshal/SRK Consulting (UK)

11.45 *Lunch*

12.45 **FÖRUNDERSÖKNINGAR, GEOLOGISKA PROGNOSE OCH OSÄKERHETER**

Moderator: Liisa Wikström/SKB

Träffsäkerhet och osäkerheter i förundersökningar och bergprognoser

Jan Malmtorp/JLM Tunnelkonsult, Peter Lundman/Trafikverket

Lars Rosengren/Rosengren Bergkonsult, Peter Danielsson/Bergab

Datavärdesanalys av geologiska undersökningar

Miriam Zetterlund, Lars O. Ericsson/Chalmers tekniska högskola

DIMENSIONERING, DESIGN OCH STABILITET

Moderator: Per Vedin/Trafikverket

Förbifart Stockholm - The design of the ramp tunnels under the road Lövstavägen

K. Grossauer/Amberg Engineering, Switzerland

B. Lindström & M. Roslin/Trafikverket

A. Gabrielsson & J. Thorén/ÅF Infrastructure

Dimensionering av bergkonstruktioner – nya råd från Trafikverket

Ulf Lindfors/Itasca Consultants, Per Vedin/Trafikverket

Lars Rosengren/Rosengren Bergkonsult

Mats Holmberg/Tunnel Engineering, Robert Swindell/Trafikverket

Björn Stille/Sweco Infrastructure, Jonny Sjöberg/Itasca Consultants

14.15 *Kaffebuffé*

Praktisk tillämpning av observationsmetoden vid Riddarholmsschakten

*Lars Hässler, Anja Olsson, Edward Runslätt/Golder Associates,
Jesper Niland, Trafikverket*

**Inverkan från skala och passning på skjuvhållfastheten
för råa bergsprickor**

Fredrik Johansson/KTH

VATTEN OCH MILJÖ

Moderator: Martin Brantberger/Geosigma

Grundläggande egenskaper för injektering och inträngning av bruk

Johan Funehag och Johan Thörn/Chalmers tekniska högskola

Dominerar den största sprickan vattenflödet?

Lisa Hernqvist/Sweco Environment

Viðir Einarsson/Ístak

Anna Höglund/Statens Vegvesen

LCC analyser för vattenavlednings- och bergförstärkningssystem

Magnus Eriksson/Statens geotekniska institut

Martin Edelman/Ramböll Sverige

Miljödatan CGW - uppföljning av miljödomar i stora infrastrukturprojekt

Anna Almerheim och Erik Meland/Bergab

16.45 **Utdelning av pris till årets föredragshållare**

Dagsprogrammet slut

17.00- **Årsmöte - Svenska Bergmekanikgruppen**

17.30 *Medlemmar och icke-medlemmar är välkomna!*

17.00 *Festlig mingelbuffé*

Norra Latin, Norra Ljusgården

19.00 SLUT

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

**Föredrag vid
BERGMEKANIKDAG
I STOCKHOLM, 10 MARS 2014**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm, March 10th, 2014**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING:

Förord

Per Tengborg, BeFo i

Invited lecturer:

Applications of LiDAR to rock engineering projects. */**

Prof. Jean Hutchinson/Queen's University, Kingston, Ontario, Canada

GRUVA, FÖRSTÄRKNING OCH SEISMISITET

MINE, REINFORCEMENT AND SEISMICITY

Moderator: Jimmy Töyrä/LKAB

On the application of seismological techniques for study of the development of micro- and macro-cracks – from natural earthquakes to mining events to AE 1**

Gällande tillämpningen av seismologiska tekniker för att studera utvecklingen av mikro- och makro- sprickor – från naturliga jordbävningar till gruvhändelser till akustisk emission

Savka Dineva/Luleå University of Technology

Ingenjörsmässiga utmaningar och säkerhetsaspekter vid appliceringen av TSL - Thin Spray-On Liner 13

Managing the engineering, health & safety aspects of TSL application

Patricia Boeg-Jensen/LKAB

Hoek-Brown vs. Mohr-Coulomb – Results from a three-dimensional open-pit/underground interaction model 23**

Hoek-Brown vs. Mohr-Coulomb – Resultat från 3D dagbrott/underjordisk interaktionsmodell

David Saiang, Xander Gywnn/SRK Consulting (Sweden)

Neil Marshall/SRK Consulting (UK)

* Artikeln saknas i "Bergmekanikdag 2014", finns på BeFos hemsida/Article can be found on BeFos website

** Artikeln och presentationen på engelska/Article and presentation in English

FÖRUNDERSÖKNINGAR, GEOLOGISKA PROGNOSE OCH OSÄKERHETER PRE INVESTIGATIONS, GEOLOGICAL PROGNOSIS AND UNCERTAINTIES

Moderator: Liisa Wikström/SKB

Träffsäkerhet och osäkerheter i förundersökningar och bergprognoser. 33

Accuracy and uncertainties in geological investigations and engineering prognoses

*Jan Malmtorp/JLM Tunnelkonsult, Peter Lundman/Trafikverket
Lars Rosengren/Rosengren Bergkonsult, Peter Danielsson/Bergab*

Datavärdesanalys av geologiska undersökningar 45

Value of information analysis of geological investigations

*Miriam Zetterlund/Chalmers tekniska högskola
Lars O. Ericsson/Chalmers tekniska högskola*

DIMENSIONERING, DESIGN OCH STABILITET

DESIGN AND STABILITY

Moderator: Per Vedin/Trafikverket

Förbifart Stockholm – The design of the ramp tunnels under the road Lövstavägen 59**

Förbifart Stockholm – Dimensionering av ramptunnlar för passage av Lövstavägen

*K. Grossauer/Amberg Engineering, Switzerland
B. Lindström & M. Roslin/Trafikverket
A. Gabrielsson & J. Thorén/ÅF Infrastructure*

Dimensionering av bergkonstruktioner – nya råd från Trafikverket 71

Design of rock excavations – new guidelines from the Swedish Transport Administration

*Ulf Lindfors/Itasca Consultants, Per Vedin/Trafikverket
Lars Rosengren/Rosengren Bergkonsult, Mats Holmberg/Tunnel Engineering
Robert Swindell/Trafikverket, Björn Stille/Sweco Infrastructure
Jonny Sjöberg/Itasca Consultants*

Praktisk tillämpning av observationsmetoden vid Riddarholmsschakten. 83

Practical use of the observational method at the Riddarholmen excavations

*Lars Hässler/Golder Associates
Anja Olsson/Golder Associates
Edward Runslätt/Golder Associates
Jesper Niland, Trafikverket*

** Artikeln och presentationen på engelska/ Article and presentation in English

Inverkan från skala och passning på skjuvhållfastheten för råa bergsprickor	93
Influence from scale and matedness on the peak shear strength of rough rock joints <i>Fredrik Johansson/KTH</i>	

VATTEN OCH MILJÖ

WATER AND ENVIRONMENT

Moderator: Martin Brantberger/Geosigma

Grundläggande egenskaper för injektering och inträngning av bruk	105
Fundamentals around grouting and penetration of grout <i>Johan Funehag/Chalmers tekniska högskola</i> <i>Johan Thörn/Chalmers tekniska högskola</i>	

Dominerar den största sprickan vattenflödet?	115
Does one fracture dominate the borehole transmissivity? <i>Lisa Hernqvist/Sweco Environment</i> <i>Viðir Einarsson/Ístak</i> <i>Anna Höglund/Statens Vegvesen</i>	

LCC analyser för vattenavlednings- och bergförstärkningssystem	127
LCC analyses for drainage and reinforcement systems <i>Magnus Eriksson/Statens geotekniska institut</i> <i>Martin Edelman/Ramböll Sverige</i>	

Miljödatatabasen CGW – uppföljning av miljödömar i stora infrastrukturprojekt	139
CGW, database for managing environmental data in major infrastructure projects <i>Anna Almerheim/Bergab – Berggeologiska Undersökningar</i> <i>Erik Meland/Bergab – Berggeologiska Undersökningar</i>	

FÖRORD BERGMEKANIKDAGEN 2014

Forskningsaktiviteten i den svenska bergbranschen är hög eftersom det finns tillgängliga resurser, både direkta insatser från staten genom bl. a Formas, Vinnova och andra aktörer som t ex BeFo. Den ökning av medel som avsätts till forskning och utveckling är naturligtvis kopplad till de ökade satsningar på såväl infrastruktur som gruvnäringen efter beslut främst hösten 2012. Det stora underhållsbehovet av trafiktunnlar diskuteras inte bara inom branschen utan debatteras fritt i media av sakkunniga och politiker med en ökande insikt i att även trafiktunnlar måste ”vårdas” under sin livstid. Här spelar också forskning och utveckling en viktig roll för att ta fram nya material och metoder.

BeFo har under mer än 30 års tid haft berginjektering i sitt forskningsprogram, och där har vi kommit mycket långt i utvecklingen. Tätningskraven har samtidigt ökat successivt och det är mycket svårt eller åtminstone tidskrävande och kostsamt att få bort det ”sista droppet”. För trafiktunnlar så är säkerheten och underhållsaspekten viktig och därför har Norra Länken fått en tunnelduk och experiment med kompletterande tunnelduk i Lundbytunneln pågår. I Norge har man valt att testa en lining-lösning i järnvägstunneln för Dovrebanan strax norr om Oslo, och erfarenheter därifrån kommer säkert att studeras noggrant av oss i Sverige. Om vi kommer att välja nya alternativa vägar att täta våra trafiktunnlar eller kanske en kombination av metoder återstår att se.

Inom husbyggnadssektorn pågår utveckling och forskning inom industriellt byggande för att förbättra kvalitet, byggtider och kostnader genom systematisering och standardisering. Ser man på vår bransch så har vi en annan situation genom att byggnadsmaterialet, d v s berget, styr i stor utsträckning. Men här finns säkert ändå mycket att göra för att förenkla byggprocessen. Som exempel kan standardiserade typsektioner för tunnlar diskuteras som en förenkling och ett rationellare byggande.

BeFo

Inför Bergmekanikdagen förra året diskuterades den gemensamma utlysningen av Formas och Trafikverket – GeoInfra, med samfinansiering från BeFo och andra parter från industrin. Den statliga sidan med Formas och Trafikverket hade då tagit sina beslut och vi som representerade ”industrin” var mitt uppe i processen att bedöma ansökningarna för samfinansiering. De allra flesta Geoinfra-projekten som ansökte hos BeFo fick sin ansökan tillstyrkt. Sådär efteråt kan vi konstatera att industrin gör något annorlunda bedömning av ansökningarna än vad som är fallet i Formas process. Och det är inte fel, utan snarare kan man påstå att de ansökningar som blir godkända för finansiering hos både Formas/ Trafikverket och industriella samfinansierare har uppvisat en forskning som står sig mycket bra både avseende den förväntade nyttan av forskningen och kompetensen hos utförarna.

Under 2012 hade BeFo en nedgång i antalet nya forskningsprojekt, en förväntad konsekvens av Geoinfra-utlysningen, eftersom många av forskarna satsade både tid och kraft på att söka de nya pengar som tillförts systemet under 5 år. År 2013 startades det därför många forskningsprojekt, 15 st., samtidigt som 12 st. avslutades, d v s en stor omsättning under året. Den 31 december 2013 har BeFo 27 st. projekt som rullar på inom de olika forskningsområdena som ligger i FoI-programmet. Med det stora antal forskningsprojekt som kommit i mål under 2013 så vill vi skicka en uppmaning till forskarna och branschen i övrigt att se till att resultatet kommer till nytta i verksamheten. Och här måste vi hjälpas åt längs hela linjen så att goda resultat kommer till praktisk tillämpning.

TRUST (TRansparent Underground STRUCTure), är ett annorlunda forskningsupplägg och består av ett flertal projekt på nationell basis, många med grunden i Geoinfra-utlysningen. Syftet med att samordna flera projekt är framförallt för att angripa problemen ur flera synvinklar, stödjä varandra, ha gemensamma testobjekt mm. Det är ett integrerat samarbete mellan forskare från Chalmers, KTH, LTH, LTU, Uppsala universitet, forskningsinstitut, myndigheter och näringslivet och sett till omfattningen är det sannolikt den största geotekniskt inriktade FoU-satsningen i Sverige.

En viktig fråga för BeFo, andra organisationer som stöder forskning och forskarna själva är om TRUST kan bilda modell för hur man kommer att organisera sin forskning i framtiden? Vi ser fram emot att utvärdera det så småningom.

Traditionen att arrangera Nordiskt Injekterings Symposium vart 3e-4e år har hållits vid liv sedan 1992 då det första genomfördes i Göteborg. År 2010 hade man ett första "Nordisk Bergmekanikköte" i Kongsberg i Norge. Sverige tog över stafettpippen för båda arrangemangen och genomförde ett tvådagars arrangemang i Göteborg 13-14 november med både 7e Nordiskt Injekterings Symposium och 2a Nordiskt Bergmekaniksymposium.

Mötesplatser för branschen är också de seminarier som vi arrangerar i olika aktuella ämnen. Vi planerar att hålla seminarier i intressanta ämnen under året. Under 2013 arrangerades tre välbesökta seminarier. De har handlat om Eurokod under ledning av Håkan Stille, Bergbyggarens verktyg för att hantera osäkerheter med Lars Olsson i spetsen och Tunnelinklädnad för väg- och spår tunnlar tillsammans med Trafikverket och Thomas Dalmalm som värd.

Tättningsinsatser genom injektering är en central aktivitet i bergbyggande, speciellt för trafik tunnlar. Den är ofta mycket tidskrävande och därigenom kostsam för tunnelprojekten. Kunskapen hos injekteraren vid stuff är avgörande för att det utförs på ett bra och effektivt sätt. Trots det så finns det inte någon utbildning av yrkesarbetare och andra inom injektering. Den svenska forskningen inom injektering av hårt berg inleddes i slutet av 80-talet och är världsledande, så kunskapen finns men behöver komma ut i praktiskt genomförande både bland projektörer och byggare. Som ett första steg för att sprida kunskapen till industrin så planerades och genomfördes en injekteringsutbildning förra året. De 22 deltagarna som deltog i tvådagarsutbildningen på Chalmers i Göteborg var en blandning av yrkesarbetare, beställare, tillverkare och projektörer. Efter en väl genomförd kurs utvärderas den och vi hoppas kunna fortsätta med den för att öka förståelsen för injektering med förhoppningen att den kunskapen byggs in i våra tunnlar framöver.

Det är glädjande att kunna välkomna sex nya företag till vår huvudmannaskara som styrelsen beslutat om 2013, nämligen TeliaSonera, Sika, Norconsult, SwereaKIMAB, GMA och EDZconsult. Med flera företag som ser vikten av BeFos verksamhet så stärker vi våra forskare och andra kreativa kollegor som deltar i branschens forsknings- och utvecklingsprojekt.

Dagens program

Det är dags för den årliga Bergmekanikdagen, den 48e i ordningen, och även i år med ett program som Svenska Bergmekanikgruppens styrelse satt ihop. Vi inleder med Dr D. Jean Hutchinson från Queen's University, Kingston, Ontario, Canada som föreläser om "Applications of LiDAR to rock engineering projects". Utöver den presentationen så kommer vi att få lyssna på 13 st. andra ämnen inom områdena "Gruva, förstärkning och seismicitet" med Jimmy Töyrä som moderator, "Förundersökningar, geologiska prognoser och osäkerhet" som leds av Liisa Wikström, "Dimensionering, design och stabilitet" med Per Vedin som moderator och en avslutande session på ämnet "Vatten och miljö" med Martin Brantberger som moderator.

Under dagen kommer också "Bästa examensarbete" och "Bästa föredrag" att uppmärksammas innan vi avrundar dagen tillsammans i Norra Latins festliga lokaler med mingel och latinska rytmer.

Välkomna till Bergmekanikdagen 2014!

Per Tengborg

ON THE APPLICATION OF SEISMOLOGICAL TECHNIQUES FOR STUDY OF THE DEVELOPMENT OF MICRO- AND MACRO-CRACKS – FROM NATURAL EARTHQUAKES TO MINING EVENTS TO AE

Gällande tillämpningen av seismologiska tekniker för att studera utvecklingen av mikro- och makro- sprickor – från naturliga jordbävningar till gruvhändelser till akustisk emission

Savka Dineva, Luleå University of Technology

Summary

The seismic source models and techniques are used for study of the seismic events from very large scale faults – a thousand of kilometers to a very small microcracks ~ nanometers. The better developed models and techniques for natural earthquakes can be used for study of the induced seismic events in underground mines, tunnels, nuclear waste repositories, and in laboratory AE experiments.

The parameters that can be used to characterize the seismic source related to fault rupture as well as small cracks are described and discussed here. The important problem of the similarity between the seismic events of different scales (self-similarity) is discussed. This problem is related to such essential questions as if the larger earthquakes are more efficient radiators of seismic energy than the small ones, and if the active faults are less brittle at small scale than at large one. Some applications of the source parameters for estimation of the changes in the stress level and stress orientation in rock mass are discussed briefly too. Some limitations of the transfer of the techniques from one scale to another are discussed.

The aim of this review is to provide some practical ideas of expansion of the areas of applications of the seismic parameters traditionally developed for natural earthquakes for application in mining seismicity (MS) and AE experiments. The better understanding of these small scale fracturing events can give important and valuable information about the nature of the fracturing and contribute to the ultimate goal of prediction of rock failure.

Sammanfattning

Seismiska modeller och tekniker används för att studera seismiska händelser med ursprung i allt från stora förkastningar, tusentals kilometer, till små mikrosprickor, nanometer. De mer utvecklade modellerna och teknikerna för naturliga jordbävningar kan användas för att

studera inducerade seismiska händelser i underjordsgruvor, tunnlar, kärnavfallslager och laboratorieförsök (akustisk emission).

De parametrar som kan användas för att karaktärisera seismiska källor och relatera dessa till både förkastningar och sprickbildning i liten skala beskrivs och diskuteras. Den viktiga frågan gällande likheterna mellan seismiska händelser av olika skalor (självlikformighet) tas också upp. Ovanstående fråga är relaterad också till andra kritiska frågor som om större jordbävningar sprider seismisk energi effektivare än mindre och om de aktiva förkastningarna är mindre spröda i liten än stor skala. Några tillämpningar av källparametrar för uppskattning av förändringar i spänningsnivå och spänningsriktningar diskuteras också kort. Några begränsningar gällande överföringen av tekniker mellan storleksskalor diskuteras.

Målet med denna granskning är att tillhandahålla några praktiska idéer om utvidgning av tillämpningsområdena för de seismiska parametrar som traditionellt utvecklats för naturliga jordbävningar för tillämpning inom gruvseismologi och experiment baserade på akustisk emission. En bättre förståelse för dessa småskaliga händelser kan ge viktig och värdefull information gällande uppsprickningens natur och bidra till det yttersta målet att förutsäga brott i berg.

1. Introduction

The seismological models and techniques are used to study seismic events from very large scale faults – a thousand of kilometers to a very small microcracks ~ nanometers. Many of the parameters that can be calculated for the seismic events of different scales and the analysis of these parameters are similar. The understanding of the rupture processes in natural earthquakes or man-made (induced) earthquakes, seismic events, and small fractures is very important. First, it is important for the seismic hazard from these events. Second, the developing understanding can lead to a better model of these events and eventually one day to their prediction. For deep mines and tunnels the understanding of the rupture mechanism can provide critical information for design purposes.

The seismological models and techniques are developed mostly for natural earthquakes as they are the most life threatening and dangerous events. These models and techniques can be transferred to a smaller scale faults and fractures. On the other hand the detailed information from small scale fractures, in tunnels, mines, and especially from controlled laboratory experiments is very important for better general understanding of the mechanism of the fracturing and earthquake faulting and the preparation stages before they occur. These kind of experimental and theoretical studies have already influenced the understanding of earthquakes or been tested or refined through brittle deformation under controlled laboratory conditions (Lockner and Beeler, 2002).

The main assumption behind the possibility of transferring the methodologies, techniques, and results for study of the fracturing and faulting from extremely small fractures to very large earthquakes is that their mechanism is similar and it is governed by the same parameters. The research in this direction is still developing but we can say that at

least there are great similarities but there are also differences. The similarities allow transferring of the methodologies and the results and the differences define some of the limitations of this transfer.

This paper presents a summary of the main parameters of the seismic sources used for natural earthquakes, microseismic (MS) or mining events, and acoustic emission (AE) seismic sources from laboratory experiments, the similarity problem for events of different scale, and some possibilities of using the information from AE/MS for rock parameters and stress characterization. It does not provide a complete summary of all sources of information but the basic theoretical background and some examples of applications. The aim of this review is to provide some practical ideas of expansion of the areas of applications of the seismic parameters traditionally developed for natural earthquakes for application in mining seismicity (MS) and AE experiments for better understanding the nature of the seismic sources and possible prediction of rock failure. Adding more parameters and/or more accurately defined parameters to the usual MS/AE analysis can increase the value of their interpretation and applications.

2. Fracture vs fault model

There are three different modes of the displacement field cracks and fractures defined: tensile or opening mode (I), and two shear modes – in-plane shear with displacement in the plane of the crack and normal to the crack edge (II), and shear in the plane of the crack but parallel to the edge (III). The shear fault propagates inplane (mode II) while the fracture propagates as mixed shear modes (II and III). (Lockner and Beeler, 2002). Faults and joints represent also opening crack modes. In fracture mechanism it is assumed that the crack is cohesionless and the stress drop is equal to the applied stress. For faults the stress drop is the applied stress less the residual friction stress on the fault (Scholz, 2002).

Only the mechanism of the earthquake faulting in the brittle crust can be compared to the fractures. The earthquakes can occur along pre-existing fault zones or in intact rock. It is not known what the percentage of each one of them for a single earthquake rupture surface in the earth crust is. The rupture nucleation may occur also at jogs or locked segments and involve breaking of rock which is at or near the intact rock strength. There are a lot of similarities between the mathematical analysis of intact rock deformation and deformation on faults. The micromechanical mechanisms of both types involve grain breakage, grain rotation, crack propagation, and in many cases plastic deformation. (Lockner and Beeler, 2002).

3. Parameters of the seismic sources

Location

The ability to find the position of the cracks from the MS/AE data is one of their fundamental advantage. The location of the earthquakes and seismic events can be calculated by a variety of methods developed mostly in local and regional seismology. The accuracy of the source location depends on a number of factors and sometimes the error could be quite large. There are standard methods for calculation of the locations most of

which use least-square estimates (e.g. Geiger method), grid search, etc. More advanced location methods as relative location (Joint Hypocenter Determination – JHD - Pujol, 2003) or the Double-Difference (DD) method (Waldhauser and Ellsworth, 2000) are comparatively new for the MS/AE. The relative location technique was already used for location of microcracks at the URL in Canada (Young et al., 2004) and for AE location in a South-African mines (Moriya et al., 2012). The DD method is used in some mines for location of the MS events in combination with multiplet-analysis resulting in location accuracy of 0.2 m (e.g. Moriya et al., 2012). Recently a new technique was developed which improves the relative locations of clustered earthquakes (e.g. Fehler et al., 2000). This technique was used also for AE studies by Young et al. (2004). The absolute location errors in the mining industry range from 30 m to about 100 m, depending on the sensitivity of the system. With errors of this order it is usually possible to pinpoint which working place is closest to the event, and to draw reasonably credible event location – damage distribution correlations. By using the relative location method a 2- to 5-fold reduction in location errors was achieved compared with absolute location (Handley, 2006). Another promising method proposed by Gajewski and Tessmer (2005) allows the location of the seismic events without arrival time picking. It is particularly useful for large networks or data sets. It could be used for mine-induced seismicity and AE.

Seismic Moment and Energy

Seismic moment is a static measure of earthquake size. It is defined as the product of the shear modulus G , the average slip \bar{D} and the fault area A :

$$(1) M_0 = G\bar{D}A.$$

The seismic energy on the other hand is a dynamic measure of earthquake size. It depends upon the details of the rupture process. The energy E_S of the seismic signal can be obtained from the equation:

$$(2) E_S = 4\pi\rho R^2 \left(\alpha \int_{t_p}^{t_s} v(t)^2 dt + \beta \int_{t_s}^{t_f} v(t)^2 dt \right),$$

where R is the hypocentral distance, ρ is the density, α and β are the velocities of P- and S-waves, t_p and t_s are the P- and S-arrivals, and t_f is the end of the coda of S-wave, and $v(t)$ is the velocity waveform. Both parameters are used in the routine analysis of MS events but only occasionally for AE events.

Stress Drop/Apparent stress/Seismic Efficiency

For circular source with radius r the stress drop (the difference between the initial and final (residual) stress) is:

$$(3) \Delta\sigma = (7/16)M_0/r^3,$$

where M_0 is the seismic moment and r is the source radius which is related to the corner frequency f_C as

$$(4) \quad r = \frac{k \beta}{2\pi f c}.$$

Here k is a constant depending on the wave type and the source model (e.g. $k = 2.34$ for S-wave, Brune model (Brune, 1970)).

Radiated energy can be defined as the product of fault area and average slip when multiplied by an apparent stress (e.g. Wyss, 1970):

$$(5) \quad E_R = \tau_a \bar{D}A.$$

The apparent stress is the fraction of the effective applied stress on the fault that goes to frictional heating, the rupture of atomic bonds, or other energy consumptive processes (Walter et al., 2006). If we modify the eq. (5) replacing $\bar{D}A$ with M_0/G (from eq. (1)) then it is obvious that the energy is proportional to the apparent stress through the shear modulus

$$(6) \quad = \tau_a M_0 / G$$

or the apparent E_R stress can be calculated as:

$$(7) \quad \tau_a = G E_R / M_0$$

Both the energy and the apparent stress should have similar scaling behaviour.

The calculation of the seismic efficiency is not so easy and straightforward. One possible approach is to estimate it as the ratio:

$$(8) \quad \eta = E_R / \Delta w$$

where Δw is the energy released due to the coseismic reduction in the volume ΔV , calculated as:

$$(9) \quad \Delta w = \rho g z \Delta V$$

with ρ being density, g – gravity constant, z – the depth (Fletcher and McGarr, 2005).

All three parameters defined here are very important for classification of the seismic events at different scale. Based on the energy budget it was concluded, that the static stress drop and a measure of efficiency, the ratio of apparent stress to static stress drop, are particularly useful for classifying source physics (Beeler, 2006).

Moment tensor

The moment tensor (MT) represents a measure of the deformation in the seismic source (Gilber, 1970). It is a very important parameter for revealing the nature of the seismic events. For natural earthquakes it is used mainly to provide information on fault plane parameters (strike, dip and rake of the fault) of the double-couple model of earthquakes. The MT inversion carries also information about the source of seismic waves in more general form, including non-double couple (NDC) component in earthquake sources, and in mining-induced seismicity (e.g. Wiejacz 1992; Šílený and Milev, 2006; and Gibowicz et al., 1990). The MT decomposition gives an estimation of the ratio of the volumetric and non-volumetric strain in the seismic source (e.g. Knopoff and Randall, 1970; see also

Kwiatek et al. 2014). The MT was used also to define the nature of the seismic sources in tunnels, nuclear waste repositories, and in AE laboratory and field experiments (e.g. Sellers et al., 2003). The definition and the initial methods developed for large natural earthquakes and numerical case studies were carried out for MS/AE events but with some modifications. The MT defined for mine-induced seismic events revealed that these sources contain also non-double component (starting with McGarr, 1992a, b). The methods for MT of AE event from laboratory experiments with very small magnitudes were developed only recently. They were found to have double-couple and non-double couple components too (e.g. Sellers et al., 2003).

4. Similarity between large and small earthquakes, MS, and AE

Self-similarity

The scaling between small and large earthquakes remains an unresolved issue in seismology and this problem remains under active investigation. The predominant hypothesis is that the rupture process is self-similar, leading to predictions that source parameters such as apparent stress or stress drop are the same for earthquakes/seismic event of all sizes. But some studies show significant variance in apparent stress value that is incompletely explained (Walter et al., 2006, 2012). This problem is at the heart of the scientific knowledge of the earthquakes and solving it will show how the small ruptures grow into large faults and earthquakes and if the small earthquakes and ruptures can forecast the larger ones. One of the approaches for resolving the problem is to study the relationships between the fundamental, physical parameters for small and larger seismic events (Walter et al., 2006).

The question of how the scaled energy behaves with size gets at the physics of earthquakes. If earthquakes have constant scaled energy regardless of the size it implies that similar physics applies and a magnitude 8 is simply a magnitude 3 earthquake that continues to grow. If scaled energy increases with size it implies that larger events radiate more seismic energy per unit fault slip than small ones. In other words larger earthquakes are more efficient radiators of seismic energy, which implies the rupture dynamics of small and large events differs (Walter et al., 2006).

The break in the constancy of earthquake stress drops also means that active faults are less brittle at small scale than at large scale (Hanks, 1992).

Gutenberg-Richter law

The Gutenberg-Richter (G-R) law is an expression of the fractal properties of the seismic events and can give us additional information about the self-similarity of the seismic events. According to the Gutenberg-Richter's frequency-of-occurrence relation: $\log N = a - bM$ (N is the cumulative number of earthquakes that exceed or are equal to a given magnitude M in a chosen area for a chosen time interval), in other words small earthquakes occur much more frequently than the large ones. It was found that brittle fractures (and seismic events) obey this law over source dimensions spanning more than eight orders of

magnitude from large crustal earthquakes to laboratory AE of sub-grain-size (Hanks, 1992). The constant 'a' depends on the seismicity rate, and the slope 'b' ('b-value') is almost a constant ≈ 1 , ranging usually between 0.6 and 1.5.

Some studies showed that the G-R graph deviates from a straight line below certain magnitude. For example, it was found that for small earthquakes ($M_w < 2$) $b > 1$ (e.g. Aki, 1987). Acc. to Hanks (1992) this means that the active faults are less brittle at smaller scale than at larger scale. Just recently the cumulative frequency-magnitude curve for earthquakes within 1 km of the deep SAFOD seismometer was calculated and it was found that G-R graph deviates from a constant b-value below $M_w -0.5$. The discrepancy does not appear to be a detection artifact. The breakdown in frequency-magnitude statistics below $M = -0.5$ is consistent with laboratory-derived values for rate-and-state friction (Ellsworth and Imanishi, 2012). Further studies of the G-R relationship especially for MS/AE events can shed more light on the self-similarity problem.

5. Rock Parameters and Stress Characterization from MS/AE events

The b-value variation vs stress level

The relationship between the b-value changes and the stress is studied by numerous researchers in the whole scale of seismic events. The results are still controversial and this is a very active area of research. Recent study by Wang et al. (2009) showed that the rock failure is closely related with b-value in G-R graph. The stress concentration of the local rock mass induces crack compaction, initiation, and extension with the disturbance of mine excavation, but b-value shows an increase and is relatively constant. Once the dynamic disasters are caused by rock failure, b-value shows an abrupt decrease. Based on the site examination, the probability of rock failure increases with the decrease of b-value; on the contrary, the probability of rock failure decreases. This conclusion provided a promising result for forecasting of rock mass stability in site excavation.

Spatial variations of decreasing b-values for small mining events ($M - 1.1$ to -0.4) were found to be well correlated with increasing stress release estimates for time intervals prior to the rockburst and following the aftershock sequence (Urbancic et al., 1992).

Time-dependent seismic tomography and stress

Seismic velocities are very sensitive to changes in rock properties. The changes can be modelled and interpreted in terms of variations in crack density (or pore volume), crack saturation and Young's modulus (Young et al. 2004). Sequential imaging of the temporal changes in P- and S- wave velocity offers a practical tool to monitor the rock mass condition and is a possible tool for forecasting rockbursts and earthquakes. 3D sequential imaging studies carried out at Strathcona Mine (Canada) showed an association between the location of induced microseismicity and a zone of both high velocity and high gradient (Maxell and Young, 1992).

The seismic tomography becomes now a necessary tool for study of the velocity changes in the mines but the correlation between the velocity changes and the stress changes is still not clear. Tomography images are not so common for AE experiments but

are promising tool for study of the changes in elastic parameters during the experiments and the correlation with the stresses.

Stress orientation from MT

The regional and local tectonic stress field in seismically active zone is successfully obtained by inversion of the focal mechanisms/seismic moment tensor using very effective techniques (e.g. Gephart and Forsyth, 1984; Angelier, 1984; Michael, 1984, 1987). Similar techniques could be used for stress inversion of the MT data from mines and laboratory experiments.

The results can provide valuable information about local variations in the stress field, both spatial and temporal. The correlation of these changes with the mining operation could provide a tool for controlling the stress changes and possible larger seismic events. The application of the stress inversion for AE data could give more detailed distribution of the local variation of the stress field and better interpretation of the experimental results.

6. Discussion and conclusions

Some limitations of the method transferring into smaller scales

When we are considering a transfer of the methods from one scale (usually the larger one) to another we need to take into account not only the nature and mechanism of the fracturing at different levels but also the type of the equipment (sensors) that are used and the spatial configuration of the sensor network. Lately most of the local and regional seismic networks in different parts of the world are equipped mostly with three-component sensors with a wide frequency response. This response allows to record earthquakes in a wide scale from the smallest ones to the largest without a loss of information. The majority of the sensors in the mines are designed to record mostly the smaller MS events (usually $M < 1$). These sensors are cheaper and smaller, and easier to install and maintain. They also have a flat frequency response but only above some frequency, which could be higher than the corner frequency for the larger MS events ($M > 1$). There is a variety of sensors for recording AE, but many of them have only resonant-frequency response. The latter can record AE events, we can calculate their number and locations, but the calculation of most of the dynamic parameters discussed here needs to be done with caution taking into account the possible errors originating from the limited bandwidth. The calculation of the locations or seismic tomography studies should not be a great problem.

The number of the sensors and their spatial configuration are most important for the localization of the seismic events and for calculation of the moment tensor. Both the MS and AE configurations of the sensors are usually not perfect, as the MS network is usually limited around the excavation area in the mines, and the AE sensors are usually not so many, in some cases mounted only on one side of the lab specimen. These spatial configurations limit significantly the possibility of accurate estimation of the location of the events or do not allow at all the calculation of the moment tensor using the developed techniques for natural earthquakes.

Importance of the MS/AE studies

Because of their greater numbers, microearthquakes have played an important role in illuminating faintly seismogenic structures. The small seismic events do not contribute to the strain energy release and the seismogenic slip on faults and fractures but they play a substantial role with respect to the redistribution of forces that drive seismogenesis and they are just as important as the larger ones; they just do their business on shorter wavelengths because of their small sizes but with their greater number (Hanks, 1992).

The smaller is the scale of the seismic events the better is the resolution of the developing failure and the chances of distinguishing between low stress, non-failure and high-stress, essentially failing zones. That is why going into detecting and interpreting smaller scale seismic events can give us better idea about possible failure. The characteristics of seismic events in the whole range from very small to large scale can help to understand the nature of the failure and can give us tools in the future for its prediction. Applying the most advanced models and techniques that were developed for larger earthquakes for smaller MS/AE seismic events is very important as more valuable interpretation of the data can be obtained in this way.

References

- Aki, K. (1987) Magnitude-frequency relation for small earthquakes: a clue to the origin of f_{max} of large earthquakes, *J. Geophys. Res.*, 92, B2, 1349-1355.
- Angelier, J. (1984) Tectonic analysis of fault slip data sets. *J. Geophys. Res.*, **89**, 5835-5848.
- Archibald, J.F., Calder, P.N., Moroz, B., Semadeni, T., Yeo, T.K. (1988) Applications of microseismic monitoring to stress and rockburst precursor assessment, *Mining Science and Technology*, 7, 2, 123-132.
- Beeler, N.M. (2006) Inferring Earthquake Source Properties From Laboratory Observations and the Scope of Lab Contributions to Source Physics, In: *Earthquakes: Radiated Energy and the Physics of Faulting*, Geophysical Monograph Series 170, AGU, 10.1029/170GM12, p.99-119.
- Brune, J. N., Tectonic stress and spectra of seismic shear waves from earthquakes, *J. Geophys. Res.*, 75, 4997-5009, 1970. (Correction, *J. Geophys. Res.*, 76, 5002, 1971.)
- Costin, L.S. (1987) In: *Fracture Mechanics of Rock*, Academic Press, New York, 167-215.
- Ellsworth, B., and Imanashi, K. (2012) Gutenberg-Richter Breakdown and the Smallest Earthquakes at the San Andreas Fault Observatory at Depth, presented at ECGS Workshop 2012, Earthquake source physics on various scales, ftp://ftp.ecgs.lu/public/publications/source2012/Presentations/Talks/ECGS2012_THU-11-Ellsworth.pdf.
- Fehler, M., Phillips, W. S., House, L., Jones, R. H., Aster, R., Rowe, C. (2000) Improved Relative Locations of Clustered Earthquakes Using Constrained Multiple Event Location, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 90, 3, pp. 775-780.

- Fletcher, J.B., McGarr, A. (2005) Moment Tensor Inversion of Ground Motion from Mining-Induced Earthquakes, Trail Mountain, Utah, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 95, 1, 48-57.
- Gajewski, D., and Tessmer, E. (2005) Reverse modelling for seismic event characterization, *Geophys. J. Int.*, 163, 276-284.
- Gephart J W and Forsyth D W (1984). An improved method for determining the regional stress tensor using earthquake focal mechanism data: application to the San Fernando earthquake sequence. *J Geophys Res* **89**: 9 305–320.
- Gibowicz, S.J., Harjes, H.-P., Schäfer, M. (1990) Source parameters of seismic events at Heinrich Robert mine, Ruhr Basin, Federal Republic of Germany: Evidence for non-double-couple events, *Bull Seism. Soc Am*, 80, 88–109.
- Gilbert, F. (1970) Excitation of the normal modes of the earth by earthquake sources, *Geophys J R Astron Soc*, **22**, 223–226.
- Handley, M. (2006). Improved locations of mine seismic events, *Feature Innovative*, No. 1, 2 p.
- Hanks, T.C. (1992) Small earthquakes, tectonic forces, *Science*, 256, 1430-1432.
- Holub, K. (1995) Academy of b-value in the frequency-energy distributions Publications - Institute of Geophysics, Polish 'Sciences, series M, M-19(281), 153-161.
- Knopoff, L., Randall, M. (1970) The compensated linear-vector dipole. A possible mechanism for deep earthquakes, *J Geophys Res*, **75**, 1957–1963.
- Kwiatek, G., Charalampidou, E.-M., Dresen, G., Stanchits, S. (2014) An improved method for seismic moment tensor inversion of acoustic emissions through assessment of sensor coupling and sensitivity to incidence angle, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, in press, available on-line: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmmms.2013.11.005>.
- Lockner, D.A. (1990) The role of acoustic emission in the study of rock fracture, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 30, 883-899.
- Lockner, D.A., and Beeler, N.M. (2002) Rock Failure and Earthquakes – Ch. 32, *International Handbook of Earthquake and Engineering Seismology*, ed. W.H.K. Lee et al., pp. 505-537, Academic Press, Amsterdam.
- Maxell, S.C., and Young, R.P. (1992) Sequential Velocity Imaging and Microseismic Monitoring of Mining-induced Stress Change, *PAGEOPH*, 139, 3/4, 421-447.
- McGarr, A. (1992a). An implosive component in the seismic moment tensor of a mining-induced event, *Geophys. Res. Lett.* **19**, 1579–1582.
- McGarr, A. (1992b). Moment tensors of Ten Witwatersrand mine tremors, *Pageoph*, 781–800.
- Michael A J (1987). Use of focal mechanisms to determine stress: a control study. *J Geophys Res* **92**, 357–368.
- Milev, A., Spottiswoode, S.M., and Noble, K.R. (1995) Mine-induced seismicity at East Rand Proprietary Mines, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, v. 32, 6, 629-632.
- Moriya, H., Naoi, M., Nakatani, M., Murakami, O., Kgarume, T., Ward, A.K., Durrheim, R., Philipp, J., Yabe, Y., Kawakata, H. and Ogasawara, H. (2012) Detection of mining-

- induced fractures around a stope in Ezulwini gold mine, South Africa, by using AE events with similar waveforms, In Proc. 21th Int. Acoustic Emission Sym., Jap. Soc. For Non-Destructive Inspection, Naha City, 27-30 November 2012.
- Pujol, J. (2003). Software for joint hypocentral determination using local events. In: Lee et al. (Eds.), 1621-1623.
- Scholz, C.H. (2002). The mechanics of earthquakes and faulting, 2nd ed., Cambridge, New York, Melbourne: Cambridge University Press, 471 pp.
- Sellers, E. J., M. O. Kataka, and L. M. Linzer (2003) Source parameters of acoustic emission events and scaling with mining-induced seismicity, *J. Geophys. Res.*, 108 (B9), 2418.
- Šílený, J., Milev, A. (2006) Seismic moment tensor resolution on a local scale: simulated rockburst and mine-induced seismic events in the Kopanang Gold Mine, South Africa, *Pure Appl Geophys*, 163, 1495–1513.
- Urbancic, T.I., Trifu, C.-I., Long, J.M., Young, R.P. (1992). Space-time Correlations of b Values with Stress Release, *PAGEOPH*, 139, 3/4, 449-462.
- Waldhauser, F., & Ellsworth, W. (2000). A Double-Difference Earthquake Location Algorithm: Method and Application to the Northern Hayward Fault, California, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **90**(6), 1353–1368.
- Walter, W.R., Mayeda, K., Gok, R., and r, A. (2006) Scaling of Seismic Energy With Moment: Simple Models Compared With Observations, In: Earthquakes: *Radiated Energy and the Physics of Faulting*, Geophysical Monograph Series 170, AGU, 25-41.
- Walter, W.R. et al. (2012) Investigating earthquake scaling using spectral ratios and simple earthquake models, presented at ECGS Workshop 2012, Earthquake source physics on various scales, ftp://ftp.ecgs.lu/public/publications/source2012/Presentations/Keynotes/CGS2012_WED-01-Walter.pdf.
- Wang, C.-I., Wu, Ai-x., Liu, X.-h., Li, R. (2009) Study on fractal characteristics of b value with microseismic activity in deep mining, *Procedia Earth and Planetary Science*, **1**, 1, 592–597.
- Wiejacz, P. (1992) Calculation of seismic moment tensor for mine tremors from the Legnica-Głogów Copper Basin, *Acta Geophys Pol*, **40**, 103–122.
- Young, R.P., Collins, D.S., Reyes-Montes, J.M., Baker, C. (2004) Quantification and interpretation of seismicity, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci*, **41**, 1317-1327.
- Xu, J., Yang, R.-H., Zhang, J.-G., Xu, Z.-Y. (2011). A preliminary study on precursors of strong fracture in brittle material specimens, *Chinese J. of Geophys.*, **54**, 5, 637-648.

INGENJÖRSMÄSSIGA UTMANINGAR OCH SÄKERHETSASPEKTER VID APPLICERING AV TSL-THIN SPRAY- ON LINER

Managing the engineering, health & safety aspects of TSL Application

Patricia Boeg- Jensen, LKAB

Sammanfattning

Sprutbetong tillsammans med nät och bergbultar är idag ett vanligt förekommande bergförstärkningssystem i gruvor. I seismiskt aktiva bergförhållanden krävs en förstärkning som är töjbar samt innehar energi absorberande egenskaper. Ett alternativ till de traditionella förstärkningselement skulle kunna vara Thin Spray- On Liner (TSL) som besitter eftergivliga egenskaper. TSL har hög potential i förstärkning av seismiskt aktiva områden i djupa gruvor där seismicitet och stora deformationer förekommer.

Den här artikeln bygger på ett examensarbete som utfördes på Ltu åt Xstrata Nickel. Arbetet syftade till att utreda om nuvarande utformning av TSL skulle kunna implementeras som ett alternativ till befintlig bergförstärkning. I artikeln presenteras observationer från försöken. Försöken genomfördes i en seismiskt aktiv gruva, Nickel Rim South Mine i Sudbury och syftade till att utreda de ingenjörsmässiga utmaningar samt säkerhetsaspekter som kan uppkomma vid användning av TSL. Nuvarande utformning av TSL är utvecklad för att uppnå tillräcklig seghet, vidhäftning samt draghållfasthet för seismiskt aktiva områden.

Försöken är utformade för att undersöka hur TSL klarar av skjutning av en närliggande salva, hur spridning av isocyanater sker vid appliceringen samt kvaliteten och flexibiliteten av appliceringen.

TSL består av primer och toppskikt och utgör tillsammans med bergbultar ett bergförstärkningssystem. TSL tenderade vid försöken att skalas av samt skadas av stenkast vid sprängning. Samma typ av försök utfördes för endast toppskikt med en signifikant förbättring. Resultaten från försöken indikerar på att det måste upprättas rutiner för underhåll vid uppkomst av skador på TSL. Vidhäftningsegenskaperna för primern bör utredas för att uppnå bättre vidhäftning och undvika att TSL skalas av. Mätning av halten isocyanater visar att reaktionstiden under appliceringen är i

storleksordningen millisekunder och att luftburna isocyanater uppkommer vid sprutning men även att halten avtar snabbt efter att sprutning upphört. Kvaliteten på liners jämnhet samt flexibiliteten vid applicering på ojämna ytor ansågs vara god.

Summary

Bolts, shotcrete and mesh are today a part of the standard ground support system for mining operations, although it may be economically challenging to combine them sufficiently to support seismically active ground that requires increased yielding and energy-absorbing capabilities. An alternative to the current ground support system is the Thin Spray-On Liner (TSL) that may possess significant yielding properties. TSL has the potential ability to support seismically active ground in terms of deformation and rock bursting, common in deep mining.

This article is a part of the investigation; to prove whether the current formulation of the Thin Spray-On Liner could be implemented as an alternative ground support system and improve the support capabilities for complex ground types.

Each trial examined the geotechnical capabilities with respect to the engineering and health & safety aspects of the TSL. This TSL was developed to achieve the de-bonding, toughness and tear resistant ground support parameters.

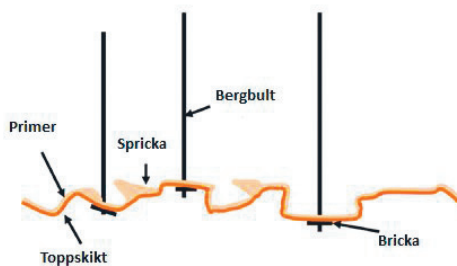
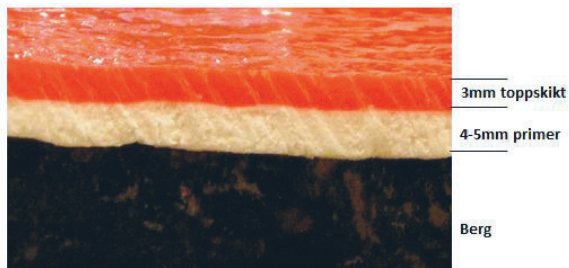
The thesis focuses on the specific geotechnical testing conducted at the Nickel Rim South Mine during the first quarter of 2012. The test results available for the full composite liner material concluded that peel-back at the leading edge next to the face blast, together with fly-rock damage, was severe, due to primer adhesion failure and this test was therefore considered to have failed. The same test was performed on topcoat only, with significant improvement. These results indicate the requirement of a rehab procedure for damage caused to the liner, It is however important to investigate that the adhesion fails due to a rock failure and retains the loose material, unlike adhere and tear. The trial results are only investigated on the rock walls, in order to make a fair judgment on the liners performance and capability it should in addition be applied on the shoulders and the back to accomplish full rounds.

1 Inledning

Brytning på stora djup har blivit allt vanligare under senaste årtiondet då majoriteten av världens ytliga malmer redan är brutna. I dagsläget fordras brytning på stora djup för att möta efterfrågan på metallmarknaden. Brytning på stora djup innebär höga spänningar som ställer större krav på bergförstärkningen för att bibehålla säkerheten. Den fordrade bergförstärkningen ska kunna förstärka berget vid seismiskt aktiva förhållanden. Efter ca 20 års utveckling togs TSL- Thin Spray- On Liner fram som innehåller höga töjnings- och energiabsorberande egenskaper. Primerns syfte är att fylla igen sprickor och gap och att skapa en slät yta, samt att distribuera lasten till toppskikten. Toppskiktet ger en kontinuerlig täckning för att hålla lösa massor på plats och har hög töjbarhet på 300-400% med draghållfasthet på ca 25-30 MPa. Återstående är praktiska försök av linern i en aktiv gruva för att styrka dess funktion och för att kunna implementera linern som en del i bergförstärkningen. Försöken utreder de ingenjörsmässiga utmaningar samt säkerhetsaspekter som uppkommer vid applicering av TSL. Försöken genomfördes i en seismiskt aktiv gruva, Nickel Rim South Mine i Sudbury, Spencer (2011).

2 TSL

TSL är ett 2- komposit blandpolymerskikt bestående av en primer och ett toppskikt som tillsammans med bergbultar utgör ett bergförstärkningssystem. Ett tvärsnitt av TSL illustreras i Figur 1. En försöksrig har byggts som består av en robot som är fastmonterad på en ställning som kan flyttas med hjälp av en lastmaskin. Då roboten är fastmonterad får den en begränsad rörlighet och applicerar därför endast 2,5- 3,0 meter breda remsor åt gången på bergväggarna. På ställningen finns 2 pumpar och 4 trummor, jämt fördelade till primer och toppskikt. TSL är ett 2-komposit blandpolymerskikt som består av metylen-difenyl-diisocyanat (MDI) och av flammedel och primära samt sekundära aminer. Delarna blandas vid sprutning med förhållandet 1:1 och härdar inom några millisekunder, vid reaktionen bildas luftburna isocyanater och koldioxid. Vid sprutning av TSL stängs den lokala ventilationen av för att förhindra spridning av de luftburna isocyanater under sprutning. Roboten scannar först bergväggen innan den börjar spruta 4-5 mm tjock primer och direkt därefter 3 mm tjockt toppskikt. Roboten sprutar 50 cm breda horisontella samt 50 cm breda vertikala remsor som överlappar varandra med 50%. Sprutningen sker från fyra olika vinklar för att erhålla en god täckning. Användandet av robot förhindrar att isocyanater exponeras för operatörer samt försäkras sig om att linern appliceras jämnt med erforderlig tjocklek, Boeg- Jensen (2013).



Figur 1 Principiell installation av TSL enligt 3M (2012)

3 Metod och utförande

Fältförsöken utfördes under våren 2012 i Nickel Rim South Mine, Sudbury på 1565 meter avvägning. Försöksområdena var områden med sprickrikt berg, kontaktzoner samt höga spänningar och områden med stora deformationer vars bergutfall kan förväntas. Inför varje försök rekommenderades vattenskrotning för att avlägsna löst berg innan TSL kunde appliceras. I denna artikel presenteras 5 försök, enligt Tabell 1.

I detta arbete har säkerhetsaspekter vid applicering av TSL samt de ingenjörsmässiga utmaningarna som uppkommer vid användandet av TSL jämförts med ett konventionellt bergförstärkningssystem.

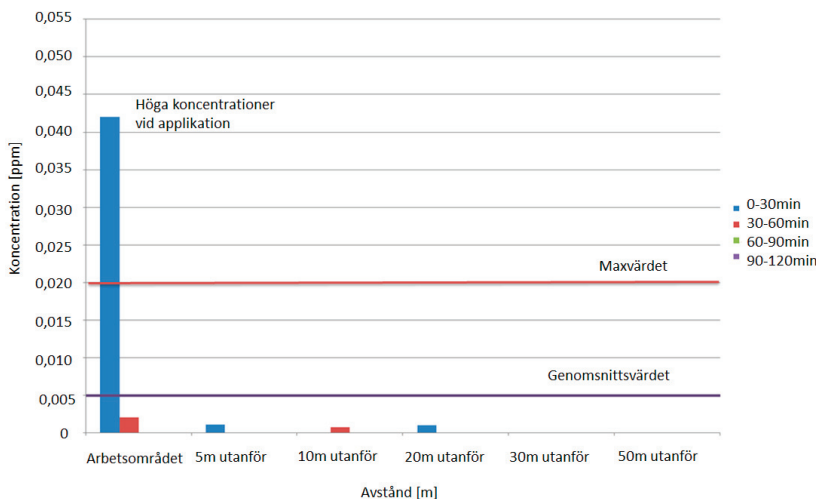
Tabell 1 Försökens metod och syfte

Försök	Syfte	Metod
Isocyanater	Mät halten isocyanater vid applicering för att avgöra exponeringsrisken samt identifiera eventuella säkerhetsåtgärder.	Halterna mäts före, under och efter applicering på varierande avstånd från arbetsområdet.
Tjocklek och kontinuitet	Mät tjockleken på toppskiktet och kontinuiteten för att göra en kvalitetskontroll av appliceringen.	Tjockleken mäts på 58 utvalda punkter med hjälp av ultraljuds mätning som valideras med borrtprov.
Avskalning och stenkast	Hur tålig och vilken vidhäftningsförmåga har TSL vid sprängning av närliggande tillredningssalvor.	Tre alternativ testas. Primer och 4 mm tjockt toppskikt, endast 4 mm tjockt toppskikt och endast 8 mm tjockt toppskikt.
Skivpallsprängning	Jämför skador mellan TSL och konventionell bergförstärkning orsakade av närliggande skivpallsprängning.	TSL jämförs med konventionell förstärkning. Framst skador orsakade av närliggande sprängning på ortväggarna, samt hur väl förstärkningen håller ihop bergmassan vid en produktionssalva.
Flexibilitet	Observera om linern går att applicera på en pelargeometri (en krökt yta) för att avgöra flexibiliteten.	Applicering utförs på en bergpelare.

4 Resultat

4.1 Isocyanater

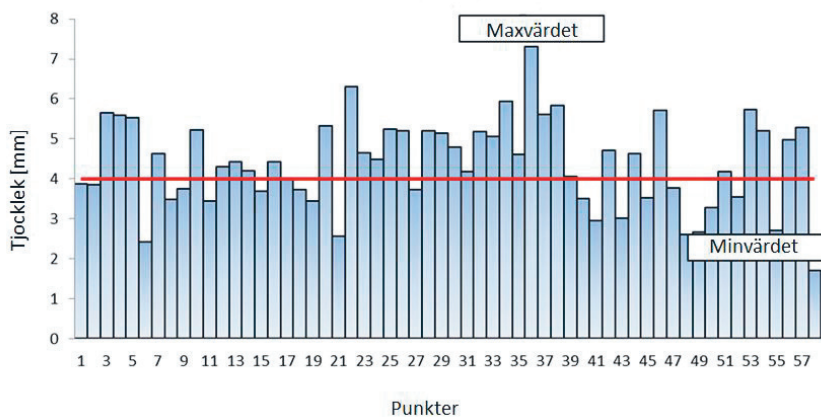
Resultaten visar att reaktionstiden under appliceringen är i storleksordningen millisekunder och att luftburna isocyanater uppkommer vid sprutning men att halten avtar snabbt efter att sprutning upphört. I Ontario, Kanada får inte halten isocyanater överstiga 0,02 ppm, samt under 8 timmar i genomsnitt inte vara högre än 0,005 ppm. Inom arbetsområdet uppmättes maximalt drygt 0,04 ppm vid applicering av TSL. Vid nästa mätning 30 minuter senare hade halten sjunkit till cirka 0,0025 ppm enligt Figur 2, Simser (2012).



Figur 2 Koncentration av isocyanater vid appliceringen av TSL vid varierande tidpunkter samt på varierande avstånd från arbetsområdet, Simser (2012)

4.2 Tjocklek och kontinuitet

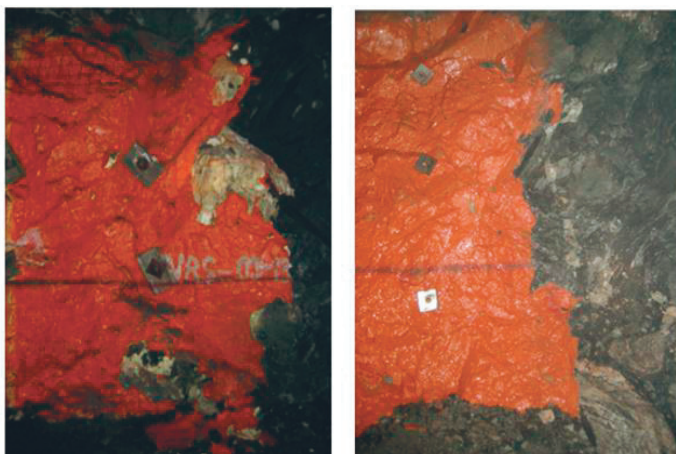
Totalt mättes 58 punkter på toppskiktet i 7 olika försöksområden där maxvärdet uppmättes till 7,3 mm, minvärdet till 1,7 mm samt medelvärdet till 4,4 mm med beräknad standardavvikelsen på 1.1 mm. Riktvärdet var 4 mm, mätningarna presenteras i Figur 3, Boeg- Jensen (2013).



Figur 3 Tjockleksvariation för 4 mm tjockt toppskikt, Boeg- Jensen (2013)

4.3 Avskalning och stenkast

Det fanns tre alternativ vid utförandet av testet som gick ut på att observera skador på TSL uppkomna av närliggande tillredningssalva. Första alternativet var primer och 4 mm tjockt toppskikt som bedömdes som misslyckat då TSL hade skalats av närmast salvan och det fanns skador uppkomna av stenkast, se Figur 4. Andra alternativet var enbart 4 mm tjockt toppskikt, vilket gav bättre resultat men med en otillräcklig täckning. Det tredje alternativet gav bäst resultat, 8 mm tjockt toppskikt vilket gav god täckning och minimalt med sprängskador enligt Figur 4, Boeg- Jensen (2013).



Figur 4 Skador uppkomna av sprängning närmast salvan. Till vänster primer och 4 mm tjock toppskikt, till höger 8 mm tjockt toppskikt, Boeg- Jensen (2013)

4.4 Skivpallsprängning

Vid skivpallsprängning bildas stora brytningsrum som senare fylls igen. Ortväggarna förstärktes innan skjutning för att jämföra skador uppkomna av sprängning på TSL och traditionell förstärkning. Området som var förstärkt med traditionell förstärkning hade släppt undertill, området förstärkt med TSL hade hållit ihop bergmassan, se Figur 5, Boeg- Jensen (2013).



Figur 5 Till vänster, traditionell förstärkning av ortväggarna där markering visar vars förstärkningen släppt. TSL förstärkt ortvägg till höger, Boeg- Jensen (2013)

4.5 Flexibilitet

Robotens förmåga att spruta TSL på en pelargeometri testades genom att flytta ställningen kring pelaren med hjälp av en lastmaskin. Robotens flexibilitet visade att TSL kunde appliceras längs en pelargeometri enligt Figur 6, Boeg- Jensen (2013).



Figur 6 TSL applicerad längs en pelargeometri, Boeg- Jensen (2013)

5 Analys

Utifrån resultaten så kan det konstateras att linern härdar på några millisekunder vilket bidrar till att koncentrationen av de luftburna isocyanater sjunker hastigt och spridningen blir begränsad. Koncentrationen luftburna isocyanater överstiger gränsvärdena (max 0,02 ppm samt ett medelvärde som understiger 0,005 ppm under 8

timmars period) endast inom arbetsområdet och endast under appliceringstiden.- Efter appliceringen kontrollerades tjockleken och dess jämnhet, där toppskiktet skulle appliceras med 4 mm tjocklek var medelvärdet 4,3 mm och standardavvikelsen 1,1 mm som kan anses vara acceptabelt och resultatet visar på en god täckning. Den bästa täckningen med minimalt antal sprängskador uppnås vid 8 mm toppskikt utan någon primer. Primern hade vid försökstillfället otillräcklig vidhäftning och skalades av från bergväggen och skadades av sprängningen. Vid försök där TSL jämfördes med konventionell bergförstärkning var TSL mer motståndskraftig mot sprängskador. TSL kan appliceras med hög flexibilitet på råa ytor och komplicerade geometrier med god täckning.

6 Diskussion och slutsatser

Eftersom att inga utfall uppstod under fältförsöken finns det inget dokumentation på hur TSL står emot utfall. Det konstaterades att spridningen av isocyanater var som lägst då den lokala ventilation stängts av under sprutning av linern samt 30 minuter efter appliceringen. Genom att göra detta begränsas isocyanater till appliceringsområdet. På 5 meters avstånd från appliceringsområdet var halten av isocyanater under gränsvärdet vid appliceringsstillfället. För att vidta nödvändiga säkerhetsåtgärder och minimera exponering av isocyanater rekommenderas att ett område på 20 meter från applikationsplatsen stängs av under sprutning samt efterföljande 30 minuter. Tillträde till appliceringsområdet bör då endast göras då nödvändig skyddsutrustning används.

Robotens funktion är att automatisera appliceringen och minimera exponering av isocyanater samt att säkerhetsställa kontinuitet och tjocklek av linern. Konstant hastighet och spraytryck krävdes för optimal täckning, varje punkt sprayas från 4 olika vinklar. Troliga orsaker till att skador uppkommit på TSL är att i) vattenskrotning av bergväggarna är inte utförd för alla fältförsök fastän det var ett krav, ii) bultning utfördes inte hela vägen till framkanten av TSL Vid överlapp fäster toppskikt mot toppskikt bättre än primer mot toppskikt.

Skjutning av salvan skedde 8-12 h efter appliceringen och vid den tidpunkten är inte TSL fullt härdat. TSL uppnår sina fulla egenskaper 72- 96 h efter applicering, dock kan bult installeras efter 1-2 h. Under fältförsöken pågick ständig utveckling. Det konstaterades relativt tidigt att den svällande primern hade för låga vidhäftningsegenskaper för att stå emot sprängning i förhållande till toppskiktet som bedömdes ha tillräckliga vidhäftningsegenskaper. På grund av resultaten diskuterades en ny sammansättning av primern, en icke svällande primer föreslogs där vidhäftningsegenskaperna borde vara tillräckliga för att stå emot sprängning. Den svällande primern kan också vara orsaken till majoriteten av de stenkastskador som

uppkom på TSL vid sprängning. Dess energiabsorberande egenskaper tillhandhåller en mjuk yta med potential för punktering av TSL vid stenkast.

Utifrån resultaten har toppskiktet god vidhäftning och är motståndskraftigt mot sprängning men det är inte utrett hur väl toppskiktet uppför sig då den utsätts för dynamiska laster orsakade av seismicitet. Tillämpning av försiktig sprängning vid fältförsöken hade troligtvis resulterat i mindre skador på TSL. Det rekommenderas att dels utveckla ett arbetsätt för att åtgärda skadorna uppkomna på TSL samt att utföra fältförsök längs hela tunnelprofilen för att rättvist kunna bedöma potentialen hos TSL.

Sammanfattningsvis kan konstateras att TSL har stor potential men är ännu inte redo att implementeras och kräver vidareutveckling. TSL behöver inte nödvändigtvis ersätta befintlig förstärkning utan kan användas i kompletterande syfte och integreras med den befintliga bergförstärkning.

Referenser

Boeg- Jensen, P. (2013). *Managing the Engineering, Health & Safety Aspects of Thin Spray- On Liner Application*. Examensarbete, Institutionen för Samhällsbyggnad och Naturresurser, Luleå Tekniska Universitet, Sverige.

3M (2012). *The Next Generation of Ground Support : 3MTM Polymeric Composite Membrane*. 3M Mining and Minerals Extraction Brochure, Canada.

Simser, B.P. (2012). *Thin Spray On Liner Project Update February 21, 2012 DMRC Update*. Xstrata Nickel Rim South Mine.

Spencer, E.J. (2011). *Thin Spray On Liner Project: Status Report*. Deep Mining Research Consortium.

HOEK-BROWN VS. MOHR-COULOMB – RESULTS FROM A THREE-DIMENSIONAL OPEN-PIT/UNDERGROUND INTERACTION MODEL

Hoek-Brown vs. Mohr-Coulomb – Resultat från 3D dagbrott/underjordisk interaktionsmodell

David Saiang, Xander Gwynn, SRK Consulting (Sweden)

Neil Marshall, SRK Consulting (UK)

ABSTRACT

Since its introduction into numerical codes such as FLAC and Phase², the Hoek-Brown failure model has gained rapid popularity in its application in rock mechanics in the recent times. SRK Consulting has recently applied the Hoek-Brown and Mohr-Coulomb “models” concurrently to study the interaction between the open pit and underground mining of a large complex orebody. A large FLAC3D model was constructed and a short FISH program was written to permit automatic switching between Hoek-Brown and Mohr-Coulomb criteria, with appropriate inputs for the two models introduced. Experience from the mine was used to assess the accuracy of the FLAC3D model results. The results of Hoek-Brown and Mohr-Coulomb were clearly different and particularly the Hoek-Brown model results appeared questionable. Being aware of the difference between the two “models”, their respective uses were based on the desired outcome to be achieved. The results from this simulation clearly show that the Mohr-Coulomb model captures the behavior very well, while Hoek-Brown needed a change of modelling approach and some tweaking to respond satisfactorily. SRK Consulting was nevertheless aware of the fact that Hoek-Brown is not a typical constitutive model. The results clearly demonstrate the limitation of the Hoek-Brown model for plastic analysis.

SAMMANFATTNING

Sedan introduktionen i numeriska koder som FLAC och Phase² har Hoek-Browns brottsmodell snabbt ökat i popularitet för tillämpningar inom bergmekanik. SRK Consulting har nyligen tillämpat Hoek-Brown och Mohr-Coulomb "modeller" samtidigt för att studera interaktionen mellan dagbrott och underjordsbrytning av en stor komplex malmkropp. En stor FLAC3D modell konstruerades och ett kort FISH program skrevs för att möjliggöra automatisk växling mellan Hoek-Browns och Mohr-Coulombs brottskriterier med lämpliga parametrar för de två modellerna som indata. Erfarenheter från gruvan användes för att bedöma riktigheten av FLAC3D resultaten. Resultaten från Hoek-Brown och Mohr-Coulomb var tydligt skilda och speciellt Hoek-Brown resultaten verkade tveksamma. Medvetna om skillnaden mellan de två "modellerna" baserades

deras respektive användningsområden på önskat resultat. Resultaten från den här simuleringen visar tydligt att Mohr-Coulomb modellen simulerar beteendet mycket väl medan Hoek-Brown modellen behövde en förändring i modelleringsätt och vissa justeringar för att reagera på ett tillfredsställande sätt. SRK Consulting var dock medvetna om att Hoek-Brown inte är en typisk konstitutiv modell. Resultaten visar tydligt begränsningarna för Hoek-Brown modellen för plastisk analys.

1 INTRODUCTION

Since its introduction into Itasca and Rocscience codes the Hoek-Brown failure criterion has been increasingly replacing the traditional Mohr-Coulomb model for plastic analysis in rock mechanics modelling. A primary reason is that, the Hoek-Brown parameters can now be directly used with the Hoek-Brown model without having to convert to the equivalent Mohr-Coulomb parameters to use with the Mohr-Coulomb model.

However, there are fundamental differences between the two models or criteria that are rather poorly understood or less appreciated. First and foremost is the fact that only the Mohr-Coulomb is a classic constitutive model, while the Hoek-Brown is a failure criterion. That means, the Hoek-Brown model cannot relate stress and strain in a general way as the Mohr-Coulomb model. Thus the plasticity results from the two models cannot be expected to be the same, which many mistakenly assume otherwise.

Numerical methods require full constitutive models, which relate stress to strain in a general way; in addition to a failure (or yield) criterion, a “flow rule” is also necessary, in order to provide a relation between the components of strain rate at failure. These formulations assume that the flow rule has some fixed relation to the failure criterion, and that the flow rule is isotropic. The Hoek-Brown model obviously lacks this flow rule and therefore cannot be considered as a typical constitutive model. Instead the Hoek-Brown incorporates a plasticity flow rule that varies as a function of the confining stress (see Itasca, 2013). That is, it is based on the relation between the major and minor principal stresses.

The next significant difference between Hoek-Brown and Mohr-Coulomb is the assumption about the yield and deformation characteristics of the rock mass. Hoek-Brown assumes that the rock mass is characterized by an elastic-brittle-plastic behaviour while Mohr-Coulomb assumes that it is characterized by an elastic-perfectly-plastic behaviour (see Figure 1). The models will give similar observations up to the point of yield or failure. Beyond yield the results will be different. Hoek-Brown will show much larger plastic straining than the Mohr-Coulomb for the same constant stress levels beyond yield. As also noted earlier, since the Hoek-Brown does not relate stress and strain in a general way as Mohr-Coulomb, the accuracy of the plasticity after the yield is hence questionable.

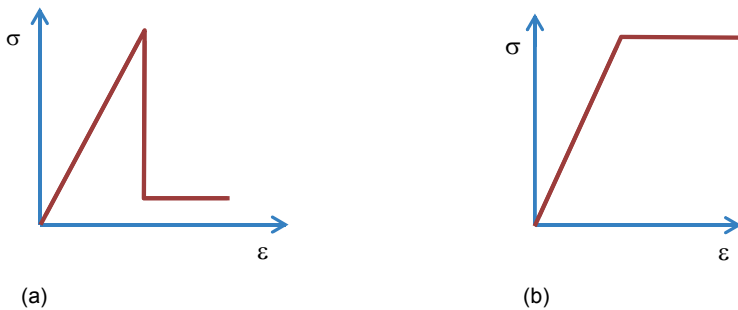


Figure 1: Hoek-Brown assumes the rock mass is characterised by (a) elastic-brittle-plastic behaviour, while Mohr-Coulomb assumes it is characterised by (b) elastic-perfectly-plastic behaviour.

The results of the modelling presented in this paper clearly illustrate the scenarios described above. As soon as the rock mass started to yield the Hoek-Brown based models became unstable and the cycle time for one simulation consisting of 5 excavation stages took more than one week to complete, with frequent pauses and tweaks necessary to complete the cycling process. On the other hand the Mohr-Coulomb based models were very stable and took less than two days to complete the cycling with hardly any pauses and tweaks. This clearly illustrates the inability of the Hoek-Brown model to handle plasticity when large plastic straining occurs. If serious plastic analysis is considered then the Mohr-Coulomb criterion is recommended, but for the keen users of Hoek-Brown more caution and experience is required to cope with it when plastic straining occurs. On the other hand Hoek-Brown appears to show sensible results with small strains. This could be one reason for Hoek-Brown to work well in Phase² finite element program, since it is a small strain software, and not in large strain software packages, such as the Itasca codes.

2 MODELLING

2.1 Model setup

A large FLAC3D model (Figure 2) was setup to study the effect of concurrent open pit and underground mining on the stability of the open pit slopes and the cap pillar. Mining will occur concurrently from the open pit and underground over a period of 5 years (Figure 3). During this period the open pit will be deepened until a breakthrough occurs in 5th year, after which time mining will wholly occur underground.

The mine size FLAC3D model is 4500 m x 4500 m wide and 1500 m deep, and contains over 5.3 million zones, with the smallest zones being 10 to 15 m wide, whilst ensuring that the aspect ratio of 1:5 is maintained. Because of the need to model the open pit and underground excavation stages concurrently, a FISH script was written to automate the excavation process. One particular FISH script was written to permit switching between Mohr-Coulomb and Hoek-Brown criteria. There were two reasons for the addition of this script; (i) the client was keen to pursue strain analysis in the

future when field monitoring data becomes available, which suited the Mohr-Coulomb model and (ii) was to avoid using two sets of inputs; one for open pit and the other for underground, since the equivalent Mohr-Coulomb parameters are confining stress dependent when deriving from Hoek-Brown curve.

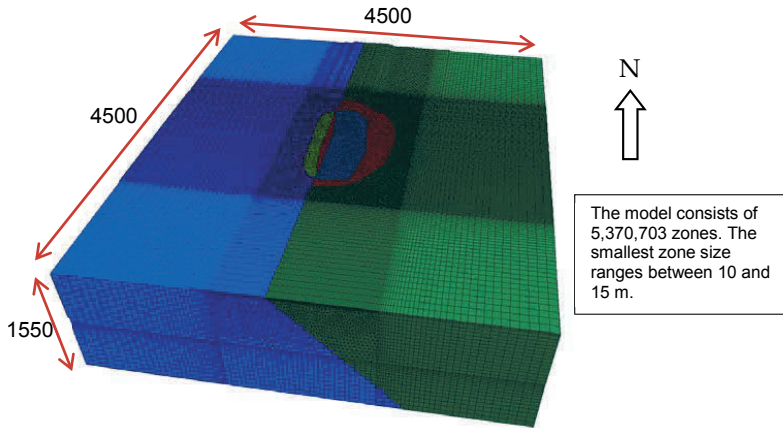


Figure 2: Mine size FLAC3D model geometry.

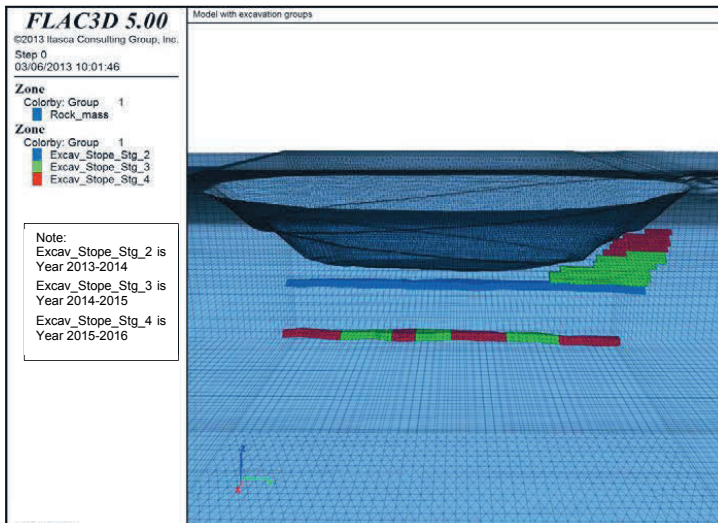


Figure 3: FLAC3D model of the open pit and underground excavation stages.

2.2 Inputs

Both the Hoek-Brown and the equivalent Mohr-Coulomb parameters were determined using RocData (Rocscience, 2012) based on rock mass data derived from rock mass characterization from borehole core logging and pit wall mapping. Since the equivalent Mohr-Coulomb parameters are derived from the Hoek-Brown parameters, the inputs for the two models are therefore considered compatible. The residual rock mass strength values were the same as the peak so that the perfectly plastic model is assumed for both the Hoek-Brown and Mohr-Coulomb models.

2.3 Simulation of mining stages

The simulations were staged to represent the concurrent open-pit and underground mining, see Figure 4. Prior to the initial excavation the model was fully enclosed as in Figure 2 and cycled to elastic equilibrium.

The stability of the open pit slopes, particularly the slopes where the haulage ramps are located, and the cap pillar that separates the underground from the open pit were of particular concern. Hence, measurement points or “markers” were located along these slopes and along the cap pillar to track displacements and strains. The year 2015-2016 is the most critical since the thickness of the cap pillar will be reduced to about 60 m (with a breakthrough in the following year). Hence the stability during this period (i.e. 2015-2016) is critical. This period is chosen to demonstrate the sensitivity of Hoek-Brown and Mohr-Coulomb models when increased plastic deformation was expected.

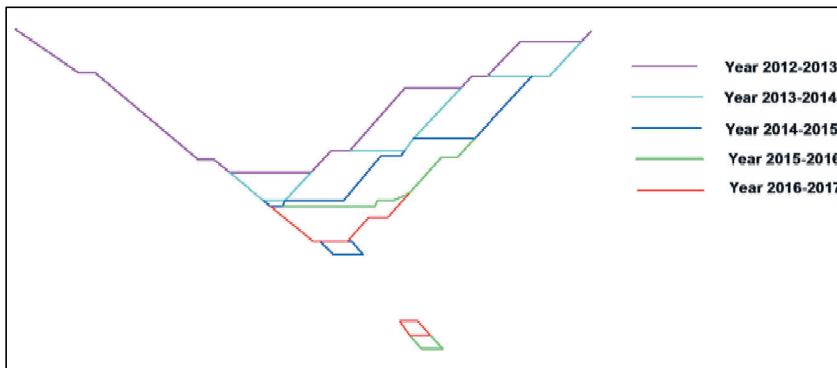


Figure 4: Concurrent open-pit and underground mining stages planned: 2012-2017.

3 RESULTS

3.1 Results from modelling by usual approach

By usual approach it is meant that both the Hoek-Brown and Mohr-Coulomb based models were run using the same approach. That is, after each excavation stage the models were run to equilibrium using the SOLVE command. The Hoek-Brown based

model, however, was very sensitive to sudden excavations and thus became numerically unstable. Therefore the excavation was performed by gradually reducing the modulus until fully excavated. The SOLVE command was used to step to final equilibrium.

For the purpose of this paper only the results for the 2015-2016 mining stage are shown, see Table 1 to Table 4. The displacements and shear strain results are shown in order to compare the observation from Hoek-Brown and Mohr-Coulomb based models.

Table 1 and Table 2 show the displacements and shear strains for Hoek-Brown and Mohr-Coulomb models, for 2015-2016 mining stage, when the SOLVE command was used to run the models to equilibrium. The Hoek-Brown based models showed very large strains, leading to displacements as large as 116 cm in the center of the cap pillar. Elsewhere the displacements were very small relative to the 116 cm displacement, such that the contours of the small displacements became irrelevant. It is believed that such large displacements are not expected, when judging from the present experiences at the open pit.

The maximum displacement observed from Mohr-Coulomb based model was only 35 cm in the middle of the cap pillar, in the same location where the Hoek-Brown based model produced 116 cm. This displacement of 35 cm can be correlated to displacements experienced at the open pit. Furthermore, the Mohr-Coulomb based model showed the distribution of displacements and strain contours as expected.

3.2 Results from modification to modelling approach for Hoek-Brown models

Although the results from the Hoek-Brown based models do point to the areas of the mine that need attention the scale of the displacements and strains appeared unrealistic. Hence, the STEP command was used instead of SOLVE command. Here, the models were stepped after full excavation until the displacements of 30 to 50 cm were observed in the open pit, which are considered as realistic from experience at this mine. The results obtained from the approach using Hoek-Brown based models are shown in Table 3 and Table 4. Interestingly the results obtained by this approach for the Hoek-Brown based models show similar behaviour to Mohr-Coulomb based models shown in Table 1 and Table 2.

Table 1: Displacements obtained from Hoek-Brown and Mohr-Coulomb models. For E-W or N-S sections refer to Figure 1.

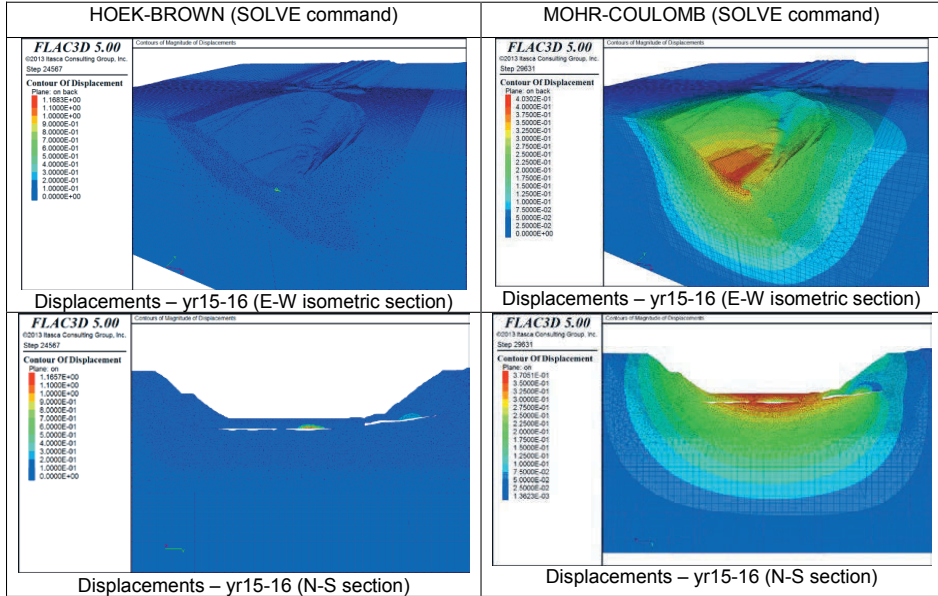


Table 2: Shear strains obtained from Hoek-Brown and Mohr-Coulomb models.

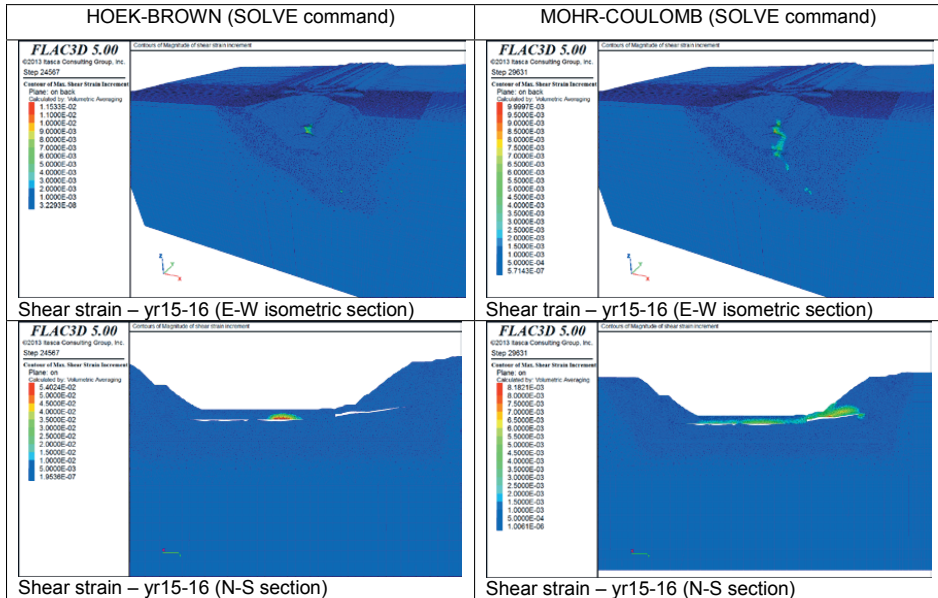


Table 3: Displacements obtained from Hoek-Brown model simulated with STEP the command.

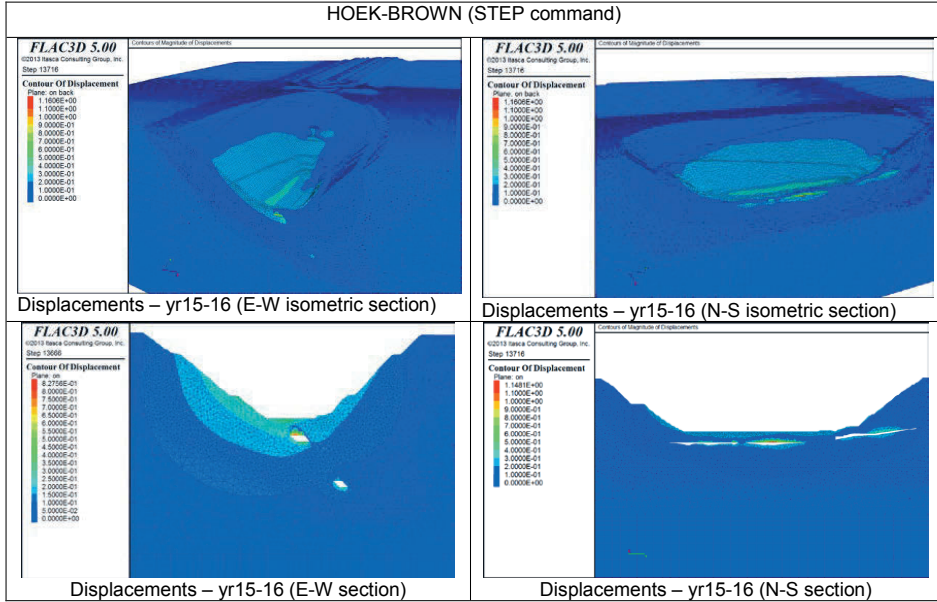
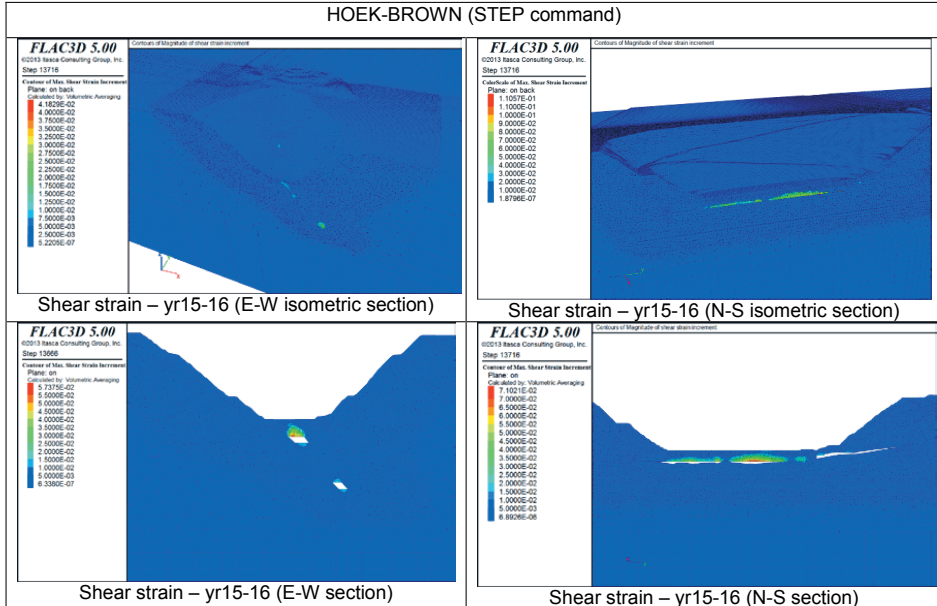


Table 4: Shear strains obtained from Hoek-Brown simulated with STEP command.



4 DISCUSSIONS

4.1 Adjustments to modelling approach for Hoek-Brown models

The Hoek-Brown based models immediately reflected numerical instability when excavations began. Therefore it was necessary to change the modelling approach. The modulus reduction approach was utilised and the STEP command was used instead of the SOLVE command. This enabled pauses during the running of the model to see from assessing the unbalanced force whether further modulus reduction is required (or not) until the mining stage is fully excavated. With the STEP command the models were terminated when the displacements (and strains) were judged to have reached the limits that reflected the experiences from the mine site. With the SOLVE command the models were ran to equilibrium, however, the final displacements were significantly overestimated.

4.2 Numerical results

Obviously the intriguing issue is the contrasting numerical results obtained from Hoek-Brown and Mohr-Coulomb models. With the usual approach of modelling, the Hoek-Brown based models over-estimated the displacements and strains. What is also interesting with the Hoek-Brown based model are the yielding and straining patterns. As seen in Table 1 and Table 2, once yielding starts at a point the concentration of further yielding and straining is concentrated around this point. This leads to unrealistically high displacements and strains at this point and very insignificant displacements and strains elsewhere. The Mohr-Coulomb based models however, show concentrations of displacements and strains evenly distributed as expected. Even more so the magnitudes of the displacements and strains are within the expected range.

4.3 Why the difference?

The difference in the observations in the two models certainly can be worked back to the theoretical basis of the two models. As noted all along the Hoek-Brown is a failure criterion and not a typical constitutive model. Therefore it cannot relate stress and strain in the same way as a classical constitutive model such as the Mohr-Coulomb. Hence, the Hoek-Brown model became immediately unstable when large plastic straining started to occur at or after yield. Because of the lack of a plastic flow rule to relate stress and strain after yield, the resulting displacements and strains from Hoek-Brown becomes unpredictable and eventually produces results that are questionable. The Mohr-Coulomb is a classic constitutive model with a plastic flow rule and therefore can relate stress and strain beyond failure, leading to results that are consistent and accurate.

On the other hand the Hoek-Brown model appears to respond reasonably well with small strains. This could be one reason why the Hoek-Brown model seems to work very well in the Phase² finite element program, since it is a small strain software, and not in FLAC for instance, where large strains are permitted. In this study the Phase² finite element software was used in the model calibration stages prior to the 3D modelling. Both the Hoek-Brown and Mohr-Coulomb models were tested as part of calibration. The results were similar, including the magnitudes of displacements and strains.

4.4 The common ground

In qualitative terms both Hoek-Brown and Mohr-Coulomb will indicate the same or similar areas of increased plasticity. This was clearly observed in the models discussed in this paper, where both models reveal the same locations where increased plasticity occurred. However, it is the quantitative assessment of the plasticity, that is, the magnitudes of the displacement and strains that the two models do not agree, except when the simulation approach for Hoek-Brown model is tweaked.

5 CONCLUSIONS

The main verdict from this paper is that, for serious plastic analysis the Mohr-Coulomb model is recommended over the Hoek-Brown, especially when large strains are expected. The Hoek-Brown can reveal areas of increased plasticity but the magnitudes of the plasticity could be misleading.

It is also shown here that the Hoek-Brown and Mohr-Coulomb models cannot be simulated using the same approach. The Hoek-Brown based models became numerically unstable and required a modulus reduction approach to perform the excavation to stabilize the models. Even so, the cycle times were averaging more than 2 days for each excavation stage compared to less than an hour for the Mohr-Coulomb models. When cycling to the final equilibrium the STEP command is recommended if Itasca codes are used for Hoek-Brown model. The models are to be terminated when the expected displacements (known from experience or measurements) are achieved.

It has to be emphasized again that the Hoek-Brown model is not a classic constitutive model like the Mohr-Coulomb. Hence, it cannot relate stress and strain the same way as the Mohr-Coulomb model. For this reason, Hoek-Brown will have the tendency to produce questionable results when large plastic strains occur. Itasca manuals (e.g. Itasca, 2013) are recommended for consultation regarding the derivation of the governing mathematical relations for the Mohr-Coulomb and Hoek-Brown models.

The Hoek-Brown model seems to produce sensible results when the simulations involve small strains. This is probably why it works reasonably well with the Phase² software, since it is a small strain program. The Itasca codes are large strain codes, which means the Hoek-Brown model may succumb if a proper modelling approach is not utilized.

6 REFERENCES

- Rocscience, 2012, *RocData v.4*
- Itasca, 2013, *FLAC3D v.5 Manual*

TRÄFFSÄKERHET OCH OSÄKERHETER I FÖRUNDERSÖKNINGAR OCH BERGPROGNOSER

Accuracy and Uncertainties in Geological Investigations and Engineering Prognoses

Jan Malmtorp, JLM Tunnelkonsult AB

Peter Lundman, Trafikverket

Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult AB

Peter Danielsson, Bergab

Sammanfattning

Denna artikel sammanfattar två studier Trafikverket låtit utföra 2010 – 2012. Studierna syftar till att öka förståelsen kring osäkerheter i bergkvalitetsbestämningen i bergprognoser, deras orsaker och hur de kan reduceras. Osäkerheterna har undersökts genom jämförelser av prognoser och karteringar från ca 6 000 m tunnel från olika projekt. Uppmätta skillnader har jämförts med förundersökningskvaliteten och analyserats för att avgöra påverkan på byggskedets tider och kostnader. Resultaten visar att osäkerheter i bergprognoser är vanligt i tunnelprojekt och att de varierar stort inom och mellan projekt. Resultaten visar också att prognososäkerheter påverkar byggskedets tider och kostnader. Otillräcklig osäkerhetskhantering har därför delvis bedömts förklara svårigheterna att förutsäga tider och kostnader i tunnelprojekt. Föreslagna åtgärder omfattar orsaksområdena förundersökningar, bergprognoser och tunnelkartering. Ett av förslagen avser krav på mätning och uppföljning av osäkerheter i prognoser. Ett annat avser en modell för förhandsuppskattning av prognososäkerheter.

Abstract

This paper summarizes two studies executed for the Swedish Transport Administration 2010 – 2012. The aim is to increase the understanding of uncertainties in classification of rock qualities in engineering prognoses, their causes and how they can be reduced. The uncertainties have been investigated through comparisons of engineering prognoses and tunnel mappings from about 6 000 m tunnel from various projects. The differences have been compared to the quality of the geological investigations and analyzed to assess the effect on time and cost in the construction-phase. The results show that uncertainties in engineering prognoses are common in tunnel projects and that they vary extensively within and between projects. The results also show that uncertainties in engineering prognoses affect time and cost in the construction-phase. From this it is concluded that insufficient management of uncertainties partly explains the difficulties to assess time and cost for tunnel projects. Suggested measures comprise the causal areas geological investigations, engineering prognoses and tunnel mapping. One suggestion concerns requirements for measurements and follow-up of uncertainties in engineering prognoses. Another suggestion concerns a model for pre-assessment of uncertainties in engineering prognoses.

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Redan i slutet av 1970-talet lät BeFo utföra projektet ”Förundersökningars värde och omfattning” [1] för att få svar på frågan om hur omfattande förundersökningar och hur säkra bergprognoser det krävs inför utförandet av bergtunnlar. Även om projektets slutsatser och rekommendationer inte kan ifrågasättas, fick de uppenbarligen inte förväntat genomslag eftersom frågan ännu diskuteras. Detta var också den bakgrund mot vilken Trafikverket 2009 initierade en studie med inriktning mot osäkerheter i förundersökningar och bergprognoser. Därefter har ytterligare en studie utförts.

I den första studien, [2], gjordes en bred genomgång av problemställningen, från utförandet av förundersökningarna, via upprättandet av bergprognoserna och t.o.m. tiderna och kostnaderna för byggskedets drivnings- och förstärkningsarbeten. Den andra studien, [3], avgränsades till förundersökningar och bergprognoser. Denna artikel sammanfattar dessa studier.

1.2 Syfte, omfattning och avgränsningar

De båda studierna syftade till att skapa förståelse kring osäkerheter i bestämningen av bergkvalitet i bergprognoser och förundersökningar, deras orsaker och hur de kan reduceras.

Studierna utfördes som fallstudier och resultaten utgörs till största delen av jämförelser mellan prognoser och karteringar från ca 6 000 meter tunnel. Av dessa härrör ca 1 500 m från fyra tunnlar på Ådalsbanan, ca 1 400 m från Norrmalmstunneln (projekt Citybanan) och ca 3 000 m från Nygårdstunneln (projekt Bana Väg i Väst). Till detta kommer ytterligare ca 150 m tunnel där enbart karteringsjämförelser har gjorts samt ca 1 500 m tunnel där bara prognoser har jämförts. Även data som rör drivningstider och förstärkningskostnader har studerats.

Prognoser och utfall med avseende på tätning och frostisolering har inte behandlats. Ändamålsenligheten i de system för bergklassificering som de studerade projekten har använt sig av har inte heller värderats.

1.3 Använda begrepp

Begreppet ”osäkerhet” har använts för att beskriva de systematiska och slumpmässiga fel som kan uppstå i bestämningen av bergkvalitet i bergprognoser jämfört med tunnelkarteringar. Osäkerheternas storlek ger med andra ord en uppfattning om sannolikheten för att det ska uppstå fel eller avvikelser.

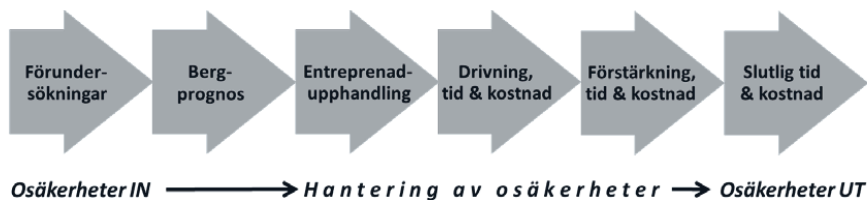
Begreppet ”träffsäkerhet” har använts för att beskriva överensstämmelsen mellan prognos och utfall.

Alla jämförelser har gjorts för varje studerad meter tunnel.

2 Inledande mätningar

2.1 Arbetsmodell

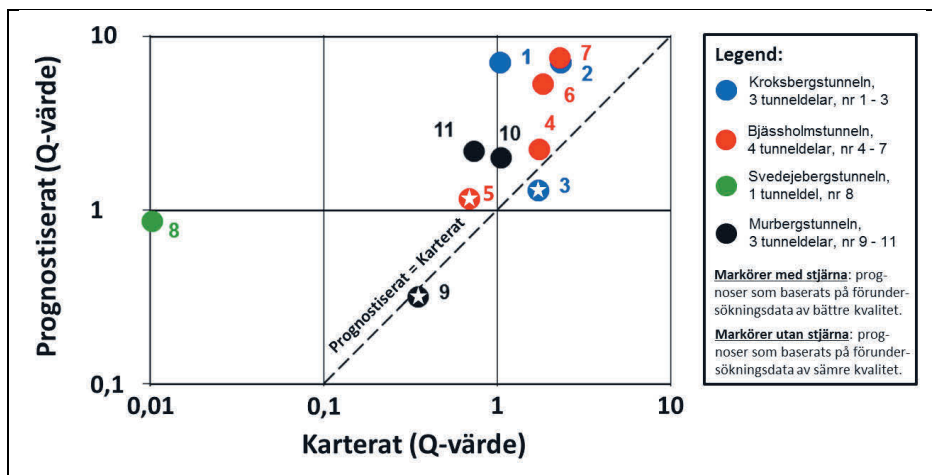
Motivet till arbetet baserades på erfarenheten att det brukar vara svårt att förutsäga tider och kostnader i tunnelprojekt. Detta gav upphov till tanken att, om utfallet är osäkert, kanske detta kunde bero på osäkerheter från tidigare aktiviteter i processen, d.v.s. förundersökningar och bergprognoser. Se modellen i Figur 1.



Figur 1: Sambandet mellan osäkerheterna IN och UT ur processen [2]. The connection between the uncertainties IN TO and OUT OF the process.

2.2 Mätning av prognososäkerheter

För att få en första uppfattning om prognososäkerheters förekomst och storlek gjordes en inledande jämförelse mellan prognoser och karteringar med data från projekt Ådalsbanan [2]. De omfattade elva prognossträckor på vardera på 100 – 200 m längd, fördelade på fyra tunnlar och totalt ca 1 500 m tunnel. Bergkvaliteterna var redovisade enligt Q-systemet. Det fanns även alternativa prognoser samt beskrivningar av utförda förundersökningar. Resultatet av jämförelsen redovisas i Figur 2.

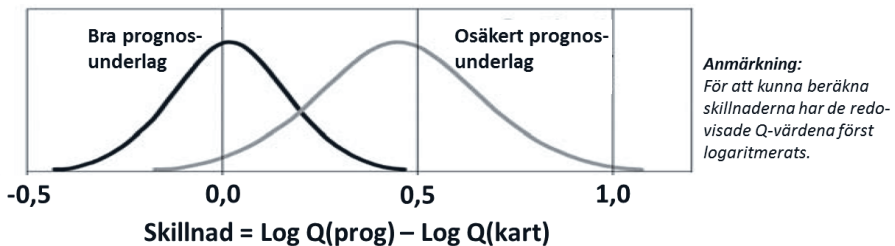


Figur 2: Jämförelse mellan prognostiserade och karterade bergkvaliteter för prognossträckorna på Ådalsbanan. Comparison between classified rock qualities in engineering prognoses and tunnel mapping in the Ådalsbanan project.

I diagrammet anger varje markör en prognossträcka. Lodrät axel visar prognostiserat Q-värde och vågrät axel visar karterat Q-värde. Prognostiserade värden avser medelvärden av bedömd bergkvalitet per sträcka och karterade värden avser medelvärden av bedömd bergkvalitet för varje meter tunnel på motsvarande sträckor. Markörer med stjärna avser sträckor som bedömts ha ”bättre” förundersökningar medan övriga bedömts ha ”sämre”. Som ”bättre” har sådana sträckor klassificerats som innehållit information från både kärnboring, andra direkta observationer samt seismik. De som klassificerats som ”sämre” har saknat en eller flera av dessa informationskällor, t.ex. kärnborrhål.

Av Figur 2 framgår att de prognoser som baserats på bättre förundersökningar endast har en liten avvikelse från linjen Prognostiserat = Karterat jämfört med dem som baserats på sämre förundersökningar. Bilden visar också att nästan alla prognosvärden är större än motsvarande karteringsvärden. Detta gäller i synnerhet prognoser som bygger på sämre data.

För att få en samlad uppfattning om skillnaderna mellan prognos och kartering för de bra och de sämre underbyggda prognoserna gjordes även en sammanställning och jämförelse av detta. Jämförelsen redovisas som fördelningsfunktioner för att åskådliggöra variationerna mellan ingående prognossträckor, se Figur 3.



Figur 3: Prognososäkerheter vid bra och sämre prognosunderlag, Ådalsbanan.
Uncertainties in engineering prognoses when geological investigations are good and bad, the Ådalsbanan project.

Figuren visar att de prognoser som baserats på förundersökningsdata av bättre kvalitet nästan inte avvek alls från karterade Q-värden medan de som baserats på data av sämre kvalitet avvek ca en halv tiopotens i medeltal. Figuren visar också att prognoser med bra underlag sprider mindre än prognoser med osäkert underlag.

Den uppmätta skillnaden pekar på ett systematiskt och ett generellt problem. Det systematiska problemet avser förskjutningen av den bedömda bergkvaliteten från prognos till kartering vid sämre kvalitet på förundersökningarna (överskattning). Det generella problemet avser en ökad förekomst av större skillnader mellan prognos och kartering vid sämre förundersökningar jämfört med bättre (större spridning).

2.3 Mätning av prognososäkerheternas konsekvenser

Det andra som undersöktes i [2] var om det var möjligt att mäta eller på annat sätt uppskatta prognososäkerheternas genomslag i utförandeskedet. Som konsekvensmått

användes drivningstider respektive förstärkningskostnader. Uppgift om drivningstider vid olika bergkvaliteter (Q-värden) hämtades från en norsk studie [4]. Uppgift om kostnader för olika förstärkningsklasser baserades på Ådalsbanans kontraktspriser.

De beräkningar som utfördes innebar att fyra uppgifter om tider och kostnader erhöles: dels förväntad drivningstid och förstärkningskostnad vid bra förundersökningar och dels förväntad drivningstid och förstärkningskostnad vid sämre förundersökningar. Detta innebar att konsekvenserna av prognososäkerheterna vid olika förundersökningskvalitet kunde uppskattas och jämföras, se Tabell 1.

Tabell 1: Olika konsekvenser vid olika prognososäkerheter, projekt Ådalsbanan. *Different consequences from different uncertainties in engineering prognoses, the Ådalsbanan project.*

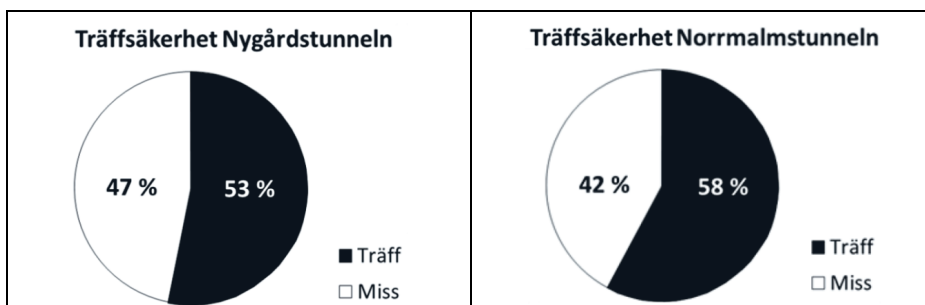
Typ av konsekvens	Skillnad mellan prognos och kartering vid olika kvalitet på förundersökningarna	
	Bra förundersökningar	Sämre förundersökningar
Drivningstid	+ 1 %	+ 20 %
Förstärkningskostnad	+ 2 %	+ 30 %

Som framgår av Tabell 1 blev skillnaderna mellan prognostiserad och beräknad drivningstid respektive förstärkningskostnad mindre för de prognoser som upprättats med bra underlag jämfört med dem som upprättats med sämre underlag. I båda fallen innebar avvikelserna att tider och kostnader ökade jämfört med vad som kunde förväntas utifrån bergprognosen (jämför med Figur 3). I medeltal innebar de osäkra prognoserna att drivningstider och förstärkningskostnader underskattades med ca 20 respektive ca 30 %. Båda spred också mer för de sämre förundersökningarna jämfört med de bättre. Tabell 1 indikerar därmed att osäkerheter i bergprognoser och förundersökningar kan vara en orsak till problem med förseningar och fördröjningar.

3 Prognososäkerheters storlek och förekomst

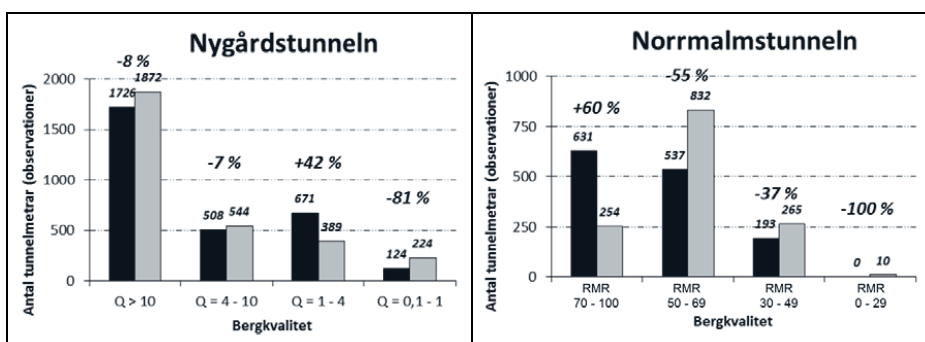
Begränsningarna i de data från Ådalsbanan som studerades i [2] tillät inte att några mer allmängiltiga slutsatser om prognososäkerheters storlek och förekomst kunde dras. Arbetet demonstrerade dock att osäkerheter kunde mätas och att prognosavvikelse kunde variera stort (mellan 0 och 100 %).

För att få ett bredare kunskapsunderlag jämfördes bergprognoser och tunnelkarteringar från ytterligare tunnlar i [3]: Nygårdstunneln och Normalmalmstunneln. Förstnämnda omfattade Q-värden från ca 3 000 m tunnel och sistnämnda RMR-värden från ca 1 400 m tunnel. De jämförelser som utfördes avsåg både mätning av osäkerheter och andelen träffar av prognostiserade tunnelmetrar (träffsäkerhet). Figur 4 redovisar träffsäkerheten för de studerade tunnlar som helhet.



Figur 4: Bergprognosernas totala träffsäkerhet för Nygårdstunnelns och Norrmalmstunneln. *The overall accuracy in the engineering prognoses in Nygårdstunneln and Norrmalmstunneln.*

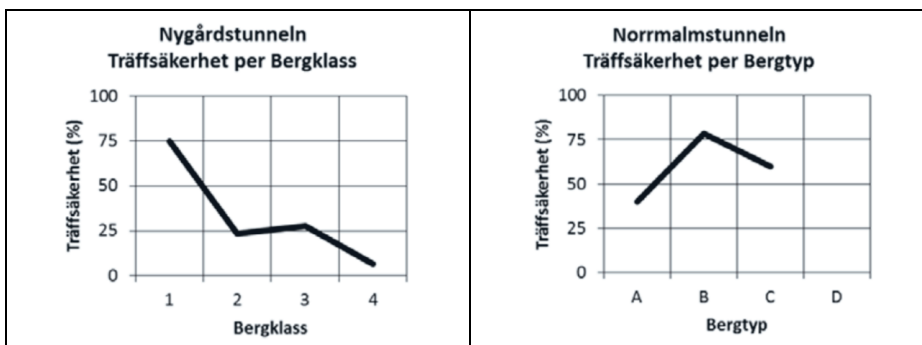
Jämförelserna visade att 53 respektive 58 % av de karterade tunnelmetrarna stämde överens med den bergkvalitetsklass de var prognostiserade i. Övriga metrar karterades därmed i andra bergkvalitetsklasser. Hur prognos och kartering föll ut i de olika bergkvaliteterna utan hänsyn till deras geografiska lägen visas i Figur 5.



Figur 5: Prognostiserade (svarta staplar) och karterade (gråa staplar) bergkvaliteter för Nygårdstunneln och Norrmalmstunneln. *Classified rock qualities in engineering prognoses (grey bars) and tunnel mapping (black bars) for Nygårdstunneln and Norrmalmstunneln.*

Sammantaget pekar Figur 4 och 5 på svårigheter med bestämningen av lägena för gränserna mellan olika bergkvalitetsklasser. För Nygårdstunneln har totalförekomsterna av de olika klasserna fångats väl men inte lägena (se Figur 4). För Norrmalmstunneln har totalförekomsterna av de två bästa klasserna tillsammans fångats väl medan avvikelserna inom respektive bergkvalitetsklass är betydande (se Figur 5).

Det gjordes även en jämförelse av prognosernas träffsäkerhet per bergkvalitetsklass mot bakgrund av att ökad förekomst av dåligt berg jämfört med prognos kan medföra såväl ökade kostnader som tider, se Figur 6.



Figur 6: Träffsäkerhet vid olika bergkvalitetsklasser för Nygårdstunneln och Norrmalmstunneln. *Accuracy in engineering prognoses for different rock quality classes in Nygårdstunneln and Norrmalmstunneln.*

Jämförelsen visade att inriktningen mot ”karaktärisering” i Nygårdstunnels bergprognos (se avsnitt 4.2) fungerade för det bästa berget i bergklass 1 (träffsäkerhet ca 75 %), men mindre bra för det sämre berget (träffsäkerhet ca 5 – 25 %). Jämförelsen visade också att Norrmalmstunnels ”riskinriktade” prognos (se avsnitt 4.2) fungerade relativt bra då den, grovt sett, visade en bättre träffsäkerhet för sämre berg.

4 Orsaker och åtgärder

4.1 Tunnelkartering

Genom att tunnelkarteringen användes som referens för jämförelserna i de båda studierna, bedömdes det viktigt att få en uppfattning om noggrannheten och precisionen i bergkvalitetsbestämningen. För detta ändamål gjordes en enkel jämförelse och en genomgång av litteraturen.

I [2] redovisas en jämförelse mellan karteringar som utförts av två olika utförare av samma tunneldelar på projekt Ådalsbanan. Den ena avser kartering utförd av ordinarie kartörer, knutna till projekt Ådalsbanan. Den andra avser en alternativ kartering, utförd av NGI. Jämförelsen omfattar ca 150 m tunnel och redovisas i Figur 7 (redovisas som fördelningsfunktioner för att åskådliggöra variationen i data).



Figur 7: Jämförelse mellan olika utförares kartering av samma tunneldelar på projekt Ådalsbanan. *Comparison between rock quality classifications executed in identical tunnel parts by different organizations in the Ådalsbanan project.*

Resultaten visade att bergkvaliteten i medeltal bedömdes till ett Q-värde av ca 0,8 i den ordinarie karteringen medan den bedömdes till ca 6 i den alternativa karteringen. Genom att de båda fördelningarna dessutom knappt överlappade varandra, indikerade jämförelsen också att det kunde finnas systematiska orsaker till avvikelser. Den fördjupade utredning av den uppmätta skillnaden som gjordes visade att oväntade stabilitetsproblem i en sektion kunde påverka parameterbedömningarna i följande sektioner även om de parametrar som var orsaken till på problemen inte längre kunde observeras i tunneln. Sammantaget bedömdes detta indikera att det kunde finnas ett generellt problem med konservativa bedömningar vid tunnelkartering.

Då inga direkta undersökningar av osäkerheterna i förekommande klassificeringssystem studerades i [2] utfördes i stället en litteraturgenomgång. I [5] och [6] jämfördes skillnaden i klassificering utförd av olika kartörer och med olika klassificeringssystem (Q, RMR och GSI). De studerade rapporterna uppgav bl.a. att alla system uppvisade problem med skillnader i utfallet mellan olika användare. Det konstaterades också att spridningen tenderade att öka då berget blev sämre och enligt [6] kunde Q-systemet anses vara det mest känsliga och RMR-systemet det minst känsliga. Som exempel på andra konkreta orsaker till osäkerheter, d.v.s. att tunnelkarteringen avviker från bergprognosen, gavs följande sammanfattning i [2, 3]:

- kartörernas kompetens (utbildning, erfarenhet), organisatorisk tillhörighet ("lojalitet" i arbetet), samarbetsförhållanden och arbetsplatsdialog, rutiner för kalibrering av parameterbestämningen samt projektörsmedverkan.
- tillgänglig tid för utförande av kartering (exempelvis p.g.a. förstärkningsbehov), avstånd till karterad yta (utförd från sulan/från plattform), belyningsförhållandena vid karteringen.

Sammantaget ansågs det viktigt att byggprojekten arbetade aktivt för att reducera orsaker till variation som inte avser berget. De åtgärder som föreslogs omfattade bl.a. fortlöpande utvärdering gentemot prognos, kalibrering av parameterbestämningen och projektörsmedverkan.

4.2 Bergprognostisering

På samma sätt som att olika kartörer kan bedöma berget olika vid kartering, kan olika projektörer också göra olika bedömningar i samband med prognostisering. I [2] gjordes därför en jämförelse mellan den ordinarie prognosen och en alternativ prognos för att få en uppfattning om problemets omfattning. Jämförelsen indikerade dock att olikheterna var väsentligt mindre än skillnaden mellan olika kartörer (se Figur 7).

En av de frågor som uppmärksammades i [3] avsåg den strategiska kopplingen mellan förundersökningar och bergprognos. Framför allt noterades betydelsen av en tidig definition av förundersökningsarbetets syfte då detta bedömdes möjliggöra anpassning av förundersökningsprogrammets utformning med hänsyn till prognososäkerheterna. De studerade projekten var helt olika i detta avseende. Exempelvis lade Nygårdstunnelns prognos mer vikt vid att identifiera totalförekomsten av olika bergkvaliteter än på att precisera deras exakta lägen. Norrmalmstunnelns prognos hade däremot en tydlig "riskprofil" som syftade till att både ge kunskap om riskområdenas lägen och deras

bergkvaliteter. Sträckorna däremellan var emellertid inte föremål för någon högre ambitionsnivå.

De jämförelser som gjordes i [3] indikerade också att sättet på vilket prognoserna upprättades och redovisades kunde vara en orsak till osäkerheter. Det observerade problemet bestod i att studerade redovisningar endast tillät att en enda bergkvalitetsklass per prognossträcka angavs som prognosvärde. Då detta innebar att möjligheterna till prognostiserad förekomst av andra bergkvaliteter inte beaktades föreslogs i stället ett alternativt sätt att redovisa bergprognoser som bygger på statistik.

I [3] konstaterades också att det saknades krav med avseende på flera aspekter av begreppet ”kvalitet” i bergprognoser, exempelvis: en definition av vad ”kvalitet” är, krav på att den ska mätas och redovisas samt beskrivningar av hur det ska göras. Även frågan om målvärde diskuterades. Denna avsaknad av krav, praxis och diskussion bedömdes bidra till otillräcklig förståelse av osäkerheters förekomst, storlek och betydelse.

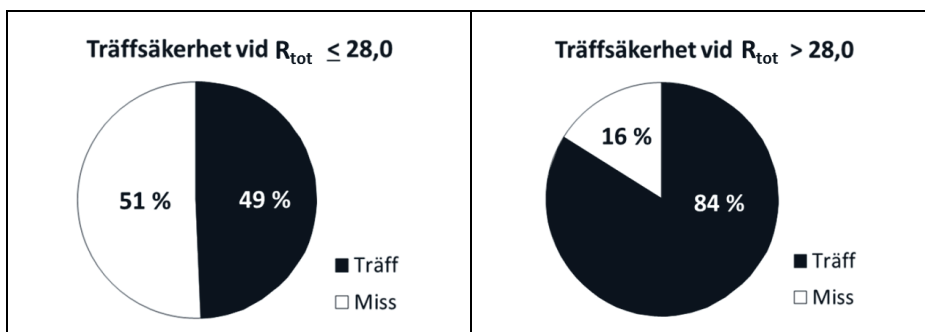
Sammantaget bedömdes det viktigt att prognoserna håller god kvalitet, att de byggs upp med ett tydligt syfte med tanke på prognososäkerheterna och att de baseras på bästa tillgängliga förundersökningsdata. Utöver detta föreslogs även åtgärder som syftar till att öka medvetenheten om förekomsten av osäkerheter och deras storlek och betydelse.

4.3 Förundersökningar

Så som beskrevs i föregående avsnitt, är det viktigt att förundersökningarna utförs med mål och mening med tanke på prognososäkerheterna. Men, för att detta ska fungera fullt ut, bedömdes det krävas att förundersökningsinsatserna och de prognososäkerheter de medför kan värderas. Då de data som låg till grund för [2] inte medgav att kvantitativa samband mellan förundersökningskvalitet och prognososäkerheter kunde beskrivas, undersöktes detta därför vidare i [3]. För detta ändamål formulerades en enkel modell som testades på verkliga data (Normmalmstunneln).

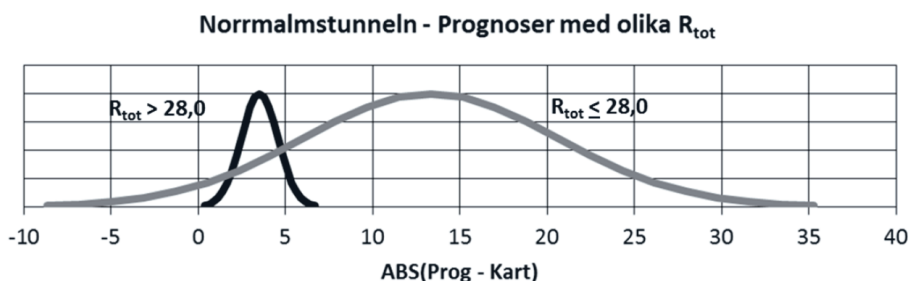
Modellen utgick från tanken om att olika förundersökningsdata bidrar olika mycket till att en prognos får en viss osäkerhet och/eller träffsäkerhet. Detta möjliggjorde beräkning av ett kvalitetsindex, R_{tot} , för förundersökningarna och som kunde jämföras med uppnådd träffsäkerhet. Modellen utformades så att höga R_{tot} -värden indikerade bättre förundersökningskvalitet än låga.

I Figur 8 visas uppmätt träffsäkerhet för de 50 % högsta respektive lägsta värdena på R_{tot} . Som framgår träffar prognoserna rätt i 49 % av fallen vid de lägre R_{tot} -värdena medan de träffar rätt i 84 % av fallen vid de högre. Denna samvariation indikerar att bestämningar av R_{tot} kan ha potential vid uppskattning av prognososäkerheter redan i samband med upprättandet av förundersökningsprogrammet. Modellens uppbyggnad och den tillhörande beräkningsgången beskrivs närmare i [3].



Figur 8: Träffsäkerheter räknat i % vid olika R_{tot} , Norrmalmstunneln.
Accuracies in per cent for various R_{tot} , the Norrmalmstunnel.

Beräkningarna av R_{tot} redovisades också som osäkerheter i normalfördelningsdiagram, d.v.s. med synliggjorda medelvärden och spridningar, se Figur 9. Figuren visar tydligt hur risken för stora avvikelser mellan prognos och kartering minskar med ökande R_{tot} .



Figur 9: Skillnaden mellan osäkerheternas fördelningar vid olika R_{tot} .
The differences between the distributions of uncertainties with different R_{tot} .

Det bedömdes dock att modellen krävde ytterligare tester innan den kan anses som tillförlitlig och kan användas i byggprojekt.

Sammantaget bedömdes det viktigt att förundersökningarna utförs med mål och mening och att projekten uppskattar storleken på resulterande osäkerheter, även om nuvarande metodstöd är begränsat. Ett förslag till en modell för detta togs dock fram och testades med lovande resultat. Ytterligare tester bedömdes dock krävas innan förslaget kunde anses som färdigt för användning.

5 Sammanfattning av resultaten

Utförda studier stödjer tanken på att en del av orsakerna bakom svårigheterna att förutsäga tider och kostnader i tunnelprojekt beror på osäkerheter i förundersökningar och bergprognoser. De demonstrerade också att det var möjligt att mäta förekomsten av och storleken på osäkerheterna. Resultaten visade också att osäkerheter är vanliga i byggprojekt och att de kan variera stort mellan olika prognossträckor inom ett projekt

och mellan olika projekt. Arbetet indikerade även att det kan finnas nya möjligheter att beräkningsmässigt uppskatta osäkerheternas storlek under pågående förundersökningar.

Sammantaget styrker resultaten riktigheten i den problembild som beskrevs redan i den BeFo-undersökning som nämndes inledningsvis, d.v.s. kopplingen mellan omfattning och kvalitet på förundersökningarna, storleken på prognososäkerheterna och risken för avvikelser gentemot karteringen. Dessa tre delar av osäkerhetsproblemet utgör också de orsaksområden inom vilka åtgärder bör vidtas. Några av de förbättringsmöjligheter som pekas ut i de beskrivna studierna avser:

- Förundersökningarna bör påbörjas först sedan bergprognosens syfte definierats då detta tydliggör syftet med förundersökningsarbetet.
- Prognososäkerheterna bör uppskattas parallellt med förundersökningsprogrammet då detta ökar medvetenheten om osäkerheternas förekomst och storlek.
- Bergprognoserna bör redovisas utifrån ett statistiskt synsätt på förundersökningarna då det innebär att möjligheten för förekomst av olika bergkvalitetsklasser beaktas.
- Tunnelkarteringen bör fortlöpande utvärderas mot prognos och bestämningen av parametrar kalibreras samt inkludera tillvaratagande av projektörserfarenheten.
- Systematisk erfarenhetsåterföring från byggprojektverksamheten bör införas med inriktning mot utvärdering av prognososäkerheter och deras orsaker.

Referenser

1. Helfrich H., Bergman, M., Carlsson, A., Franzén, T., Granlund, N., Nord, G., Palmqvist, K., Stanfors, R., *Förundersökningars värde och omfattning, BeFo rapport nr 18:2/79, Etapp II: Uppföljning och utvärdering av förundersökningar och förstärkningsprognoser för sex berganläggningar*, Stiftelsen Bergteknisk Forskning och Statens Råd För Byggnadsforskning, 1979.
2. Malmtorp, J., Lundman, P., *Förundersökningar vid undermarksprojekt – Osäkerheter och deras hantering*, Trafikverket, 2010.
3. Malmtorp, J., Lundman, P., Rosengren, L., Danielsson, P., *Osäkerheter i bergprognoser vid utförande av infrastruktur-tunnlar – Analys av två järnvägsprojekt*, Trafikverket, 2012.
4. Kim, Y., Bruland A., *Effect of rock mass quality on construction time in a road tunnel*, Tunneling and Underground Space Technology 24, 584 – 591, 2009.
5. Lindfors, U., Sjöberg, J., Perman, F., *Karaktärisering och klassificering av berg – Underlag för projekteringshandbok*, Swedpower, Rapport 1685000-1, 2003.
6. Nilsen, B., *Classification Comparison: RMR vs Q vs RMI*, Tunnels & Tunneling International, 35, no 5, pp 45 – 48, 2003.

DATAVÄRDESANALYS AV GEOLOGISKA UNDERSÖKNINGAR

Value of information analysis of geological investigations

Miriam Zetterlund, Avdelningen för geologi och geoteknik, Chalmers

Lars O. Ericsson, Avdelningen för geologi och geoteknik, Chalmers

SAMMANFATTNING

Artikeln sammanfattar delar av resultat från doktorandprojektet ”Karakterisering av berg – tillförlitlighet i undersökningar av geologi, spricksystem, bergkvalitet och hydrogeologiska egenskaper” (BeFo-projekt 216). I projektet har en metod för datavärdesanalys av geologiska undersökningar utvecklats och tillämpats. Syftet med metoden är att bidra till förundersökningar som är väl motiverade både ur ingenjörsgelogisk och ur ekonomisk synvinkel.

Resultaten visar att metodens styrka är att den bidrar till en strukturerad diskussion om de osäkerheter som finns i underlagsmaterialet och att den sätter fokus på undersökningar för specifika frågeställningar. En av utmaningarna med datavärdesanalys är att modellen kan vara svår att ställa upp för komplexa projekt. Det är svårt att skatta de sannolikheter som behövs vid beräkningarna, men praktiskt möjligt med hjälp av modellering eller en grupp experter.

Projektet kommer att avslutas med disputation under våren 2014 och kommer då också presenteras i en BeFo-rapport.

ABSTRACT

The paper summarises some of the results from the PhD-project ”Rock mass characterisation – reliability in investigations of geology, fracture system, rock quality and hydrogeological properties” (BeFo-project 216). Within the project, a method for Value of Information Analysis of geological investigations has been developed and applied. The aim of the method is to contribute to pre-investigations that are well motivated from both engineering geological and economical point of view.

The results show that the strengths of the method are that it contributes to a structured discussion about the uncertainties in the basic data, and that it put focus into investigations for specific questions. One of the challenges when working with value of information analysis is that it can be hard to set up the model for complex projects. It is difficult to assess the probabilities needed in the calculations, but practically possible by the use of modelling or by the help of experts.

The project will be concluded with a dissertation during the spring 2014 and will also be presented in a BeFo report.

INLEDNING

Denna artikel sammanfattar delar av resultat från doktorandprojektet ”Karakterisering av berg – tillförlitlighet i undersökningar av geologi, spricksystem, bergkvalitet och hydrogeologiska egenskaper” (BeFo-projekt 216). Vid tiden för projektets start var arbetet med implementeringen av den då nya standarden Eurokod 7 intensivt. I Eurokod 7 nämns Observationsmetoden som ett alternativ då de geotekniska förhållandena är svåra att förutspå. För undermarksbyggande lämnar denna skrivning en del utrymme för tolkning men i Sverige har Implementeringskommissionen för Europastandarder inom Geoteknik (IEG) tagit fram riktlinjer för Eurokodens användning och konstaterar där att observationsmetoden kan användas då *”det är svårt att med acceptabel noggrannhet fastlägga dimensioneringskritiska parametrar med avseende på:*

- *Jords eller bergs beteende, vilket inkluderar geologiska eller geotekniska förhållanden, mekaniska egenskaper samt rymdgeometriska förhållanden.*
- *Geokonstruktionens beteende, det vill säga geokonstruktionens mekaniska verknings sätt och dess samverkan med omgivande jord- och bergmaterial.”*(IEG, 2010).

Sedan starten av projektet har och sedan dess har branschens kunskap om observationsmetoden ökat väsentligt och en praxis för metodens användning har utarbetats (IEG, 2010).Skrivningen i Eurokod 7 (SIS, 2005) om de krav på planering, uppföljning och kontroll som krävs för observationsmetodens användning bygger på de strikta förutsättningar som ska vara uppfyllda för metodens giltighet som ställts upp i ursprungsreferensen av Peck (1969):

- a) Undersökningar tillräckliga för att fastställa åtminstone det generella mönstret och egenskaperna i det geologiska materialet, men inte nödvändigtvis i detalj.
- b) Bedömning av de mest troliga förhållanden och de mest ofördelaktiga tänkbara avvikelserna från dessa förhållanden. I bedömningar av geologi spelar dessa ofta en betydande roll.
- c) Fastställande av design baserat på en arbetshypotes av förutspått beteende under mest troliga förhållanden.
- d) Val av parametrar som ska observeras under byggskedet och beräkning av deras förutspådda värden baserat på arbetshypotesen.
- e) Beräkning av värden för samma parametrar vid de mest ofördelaktiga förhållandena, överrensstämmande med den tillgängliga informationen om förhållanden under mark.
- f) Val av handlingsplaner för varje förutsägbar signifikant avvikelse från det förutsägbara för de observerbara parametrarna.
- g) Mätning av observerbara parametrar och utvärdering av faktiska förhållanden.
- h) Modifiering av design anpassad efter verkliga förhållanden.

En av utmaningarna i bergkarakterisering är genomföra ett undersökningsprogram med en rimlig mängd undersökningar som ger svar på de frågor som projektet har och som på så sätt minskar osäkerheterna i den ingenjörsgelogiska prognosen. De flesta undersökningsmetoder är dyra att genomföra och det finns ofta en önskan att minska på omfattningen, samtidigt som för få, eller missriktade undersökningar leder till resultat

med stora osäkerheter. Vid beslutsfattande i frågor som dessa med stora osäkerheter och komplexa samband kan det vara till hjälp att utnyttja olika typer av beslutsteori.

Datavärdesanalys är ett stöd för att strukturera upp en beslutsprocess och för att hitta en rationell undersökningsstrategi (Bedford och Cooke, 2001; Freeze et al, 1992).

Nyckelfrågor i en sådan analys är:

- Vad ska mätas eller undersökas?
- Var ska mätningarna/undersökningarna göras?
- Hur många mätningar/undersökningar ska göras?

Tankesättet i datavärdesanalys ligger väl i linje med observationsmetodens användning enligt Eurokoden, då metoden bidrar till att fokusera karakteriseringen mot att minska osäkerheter och underlätta för beslut av olika handlingsalternativ. Metoden utnyttjar Bayes formel för uppdatering och subjektiva bedömningar kan tas med i beräkningarna. Enligt författarnas vetskap har metoden inte tillämpats för undermarksbyggande tidigare, men teorin bakom datavärdesanalysen är tilltalande vid upplägg av undersökningsprogram för till exempel tunnelprojekt då den ger ett mått på förundersökningarnas värde.

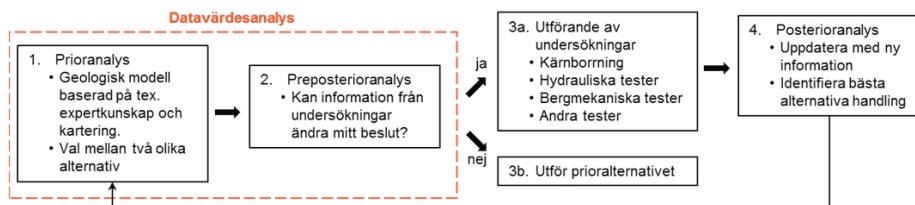
I denna artikel visas metodiken för datavärdesanalys i tre exempel med inriktning mot injekteringsrelaterade beslut, men metoden går även att använda för beslut inom andra geovetenskapliga tillämpningar där undersökningar utförs, till exempel för bergmekaniska frågeställningar. I tidigare arbete vid Chalmers har metoden använts för strategier i projekt om sanering av förorenade områden (Back, 2006; Norrman, 2004).

DATAVÄRDESANALYS I BERGKARAKTERISERING

Metodiken för datavärdesanalys baseras på bayesiansk statistik och traditionell kostnadsnyttoanalys och är ett stöd för att fatta beslut om hur omfattande undersökningar som är ekonomiskt motiverat att utföra. Metoden är lämplig då olika handlingsalternativ utvärderas och jämförs, till exempel vid utformningen av ett undersökningsprogram då det beslutas om hur många undersökningar som ska genomföras. Med metodens hjälp är det möjligt att bedöma det ekonomiska värdet av en undersökning innan den är gjord. Värdet av ny information, från till exempel geologiska undersökningar, uppskattas genom jämförelse av osäkerheterna i den befintliga informationen jämfört med den minskade osäkerheten som undersökningar kan ge. Kostnaden och tiden för att utföra undersökningar jämförs med hur mycket som kan sparas i ett senare skede genom modifiering av undersökningsprogrammet.

Ny information är bara intressant och värdefull för beslutsfattaren om den kan ändra utfallet på beslutet. Dessutom ska informationsvärdet vara större än genomförandekostnaden (Bedford och Cooke, 2001). Värdet av en undersökning kan inte bara mätas i ekonomiska termer utan kan även uttryckas såsom en minskning av den totala osäkerheten på grund av den förvärvade kunskapen jämfört med osäkerheten innan undersökningen utfördes (Back, 2006, bland andra).

Analysen består huvudsakligen av två steg, först en prioranalys och sedan en preposterioranalys, se Figur 1. I det första steget jämförs olika beslutsalternativ med varandra, baserat på den information som finns tillgänglig i ett tidigt skede, till exempel geologiska kartor, undersökningsresultat från näraliggande projekt, etc. I nästa steg jämförs alternativen igen men med hänsyn taget till den information som undersökningar förväntas ge. Resultatet från denna preposterioranalys är en bedömning i kronor på värdet från undersökningarna, som sedan kan vägas mot undersökningskostnaden.



Figur 1. Ramverk för datavärdesanalys i bergkarakterisering.

Figure 1. Framework for Value of information analysis in rock mass characterisation.

Datavärdesanalysen avslutas således *innan* själva undersökningen utförs och är därför ett stöd för att fatta väl underbyggda beslut. I metoden ingår att göra bedömningar av sannolikheten för olika händelser relaterade till beslutsalternativen och det är utnyttjandet av dessa sannolikheter som skiljer datavärdesanalysen från en vanlig kostnadsnyttoanalys. För en fullständig matematisk beskrivning av metoden se till exempel Freeze et al (1992), Norberg och Rosén (2006) eller Zetterlund et al (2011).

Metoden har utvecklats och anpassats för bergbyggnad i tre studier (Zetterlund et al, 2008; Zetterlund et al, 2011; Zetterlund et al 2014a; 2014b). De två första studierna byggde på hypotetiska data för tunnelprojekt där ett beslut om injekteringsstrategi skulle fattas. I den senaste studien (Zetterlund et al, 2014a, 2014b) har metoden testats i en fallstudie av en utbyggnad av Äspölaboratoriet.

INTRODUCERANDE EXEMPEL FÖR INJEKTERINGSBESLUT

En tunnel med ca 90 m längd skulle byggas i svenskt kristallint berg. Kontinuerlig förinjektering planerades för hela tunnellängden, men det fanns risk att designen inte skulle vara tillräcklig i vissa sektioner av tunneln och en andra omgång injektering skulle då utföras innan sprängning. Denna andra injekteringsomgång kan ses som en projektrisk, det vill säga om injekteringskostnaden (material, personal och tid) inte är inkluderad i projektbudgeten överskrider denna och förseningar i projektet kan uppstå (Zetterlund et al., 2008).

Prioranalys

I prioranalysen var det huvudsakliga beslutet om det är tillräckligt att planera endast för en injekteringsomgång eller om en andra omgång ska finnas med från projektstart. För att bestämma detta behövde beslutsfattaren ha en åsikt om hur troligt det var att den första injekteringsdesignen förmådde täta berget tillräckligt för att möta inflödeskraven. Beslutet stod mellan två alternativ (0) nollalternativet där endast den första omgångens injektering planerades från projektstart, och (1) ett alternativ där en andra omgångs injektering förutsätts följa på den första.

Prioranalysen är i princip en kostnadsnyttoanalys av de två alternativa riskkostnaderna. Ett misslyckande definieras som en oönskad händelse, i detta fall som ett behov av en andra injekteringsomgång som en följd av ett för stort inflöde till tunneln. Kostnaderna för de två alternativen var relaterade till injekteringen, såsom material, personal och utrustning, men även kostnaderna för ett stillestånd på grund av om en oförutsedd transmissiv zon upptäcktes. Följaktligen var nyttorna med alternativ 1, när en andra injekteringsomgång är planerad från start, den minskade risken för oplanerade kostnader på grund av injektering, jämfört med kostnaderna i nollalternativet, när ingen andra injekteringsomgång planerades. Kostnaderna visas i Tabell 1 och Tabell 2.

Tabell 1. Kostnader för alternativ 0.

Table 1. Costs for alternative 0.

Kostnader, C_0 (Ingen andra injekteringsomgång planerad)	Kostnader, C_{F0} (Vid misslyckande)
Inga kostnader	Risk för vatteninflöde till tunneln Kostnader för material och genomförande injektering Kostnader för stillestånd i processen (personal och utrustning, viten vid försening)

Tabell 2. Kostnader för alternativ 1.

Table 2 Costs for alternative 1.

Kostnader, C_1 (Med två injekteringsomgångar)	Kostnader, C_{F1} (Vid misslyckande)
Kostnader för material och utförande Tiden för injektering inkluderas i projektets tidplan från början.	Risk för vatteninflöde till tunneln Kostnader för material och genomförande injektering Kostnader för stillestånd i processen (personal och utrustning, viten vid försening)

Kostnader för oplanerad injektering, eller kostnaden för misslyckande, C_F , antogs vara en faktor α gånger högre än om injektering lades in i planeringen från början. De kostnader som inkluderades i faktorn α var alla kostnader som lades till kostnaden för den första injekteringsomgången om en sprickzon med en transmissivitet överskridande den kritiska påträffades oväntat. Faktorn α inkluderade således inte bara de direkta injekteringskostnaderna utan även kostnaderna för personal, maskiner och övrig

utrustning som inte kunde utnyttjas under tiden för den andra injekteringsomgången. Faktorn innehöll även eventuella viten som föll ut om hela projektet försenades på grund av den oplanerade injekteringen. Således var α projektspecifik.

Sannolikheten för en andra injekteringsomgång, $P(F)$, representerades av sannolikheten för att stöta på en sprickzon, $P(Z)$, med en transmissivitet, T , större än den kritiska, T_{crit} , det vill säga:

$$P(F) = P(T > T_{crit}) = P(Z)$$

Indata till prioranalysen summeras i Tabell 3

Tabell 3. Indata till prioranalys.

Table 3. Input parameters for prior analysis.

Injekteringskostnad	$C_I = 1\,520\,000$ kr
Kostnad för en oplanerad andra injekteringsomgång (misslyckandekostnad)	$C_F = \alpha \cdot C_I$
Faktor för kostnadsökning	$\alpha = 5$
Sannolikheten för en andra injekteringsomgång	$P(Z) = 0.33$

Resultatet för prioranalysen beräknades såsom:

$$\Phi_{prior} = \max_i \Phi_i = \max(0, C_F \cdot P_F - C_I) = \max(0, \alpha \cdot C_I \cdot P_F - C_I) = 988\,000 \text{ kr}$$

Notera att

$$(\alpha \cdot P_F - 1) \cdot C_I > 0 \Leftrightarrow P_F > \frac{1}{\alpha}$$

Även om faktorn α kan vara svår att bestämma så var det centrala problemet i prioranalysen att bestämma sannolikheten för att påträffa en sprickzon som orsakar för högt inflöde. I (Zetterlund et al, 2008) gjordes denna bedömning endast med en experts utlåtande. I ett annat exempel (Zetterlund et al, 2011) utnyttjades stokastisk modellering av bergmassan för att hitta denna sannolikhet. I en fallstudie med verkliga data från Äspölaboratoriet skattades denna sannolikhet av en grupp experter (Zetterlund et al, 2014a, Zetterlund et al, 2014b). Den stokastiska modellen och utnyttjandet av expertkunskap diskuteras mer senare i denna artikel.

Preposterioranalys

I preposterioranalysen var det viktigaste beslutet om information från undersökningar, till exempel ett kärnborrhål, skulle vara värdefullt för beslutet. Även i detta steg var bedömningen av sannolikheter den största svårigheten. Nu skattades felsannolikheterna för undersökningsmetoden. I detta fall beskrev felsannolikheterna precisionen för

borrhålet som en undersökningsmetod och borrhålets förmåga att representera de hydrogeologiska egenskaperna för bergmassan runt den planerade tunneln.

Mer specifikt var $P(D' | Z)$ sannolikheten att missa en vattenförande struktur med borrhålet och $P(D | Z')$ är sannolikheten för att felaktigt tolka att en vattenförande struktur gick genom borrhålet trots att den inte fanns i bergmassan. Felsannolikheterna innehöll därför både brister i undersökningsmetoden och felaktiga tolkningar på grund av mänskliga faktorn. Indata till preposterioranalysen visas i Tabell 4.

Tabell 4. Skattade sannolikheter i preposterioranalysen.

Table 4. Assessed probabilities in preposterior analysis.

Sannolikheten för en sprickzon med högre transmissivitet än T_{crit} (behov av en andra injekteringsomgång)	$P(Z) = 0.33$
Sannolikhet för att transmissiviteter mindre än T_{crit} (inget behov av en andra injekteringsomgång)	$P(Z') = 0.67$
Sannolikheten för att upptäcka en sprickzon (som existerar)	$P(D Z) = 0.9$
Sannolikheten att missa en sprickzon (som existerar)	$P(D' Z) = 0.1$
Sannolikheten att misstolka en sprickzon (som inte existerar)	$P(D Z') = 0.1$
Sannolikheten för att korrekt tolka att ingen sprickzon existerar	$P(D' Z') = 0.9$

Resultatet för preposterioranalysen beräknades såsom:

$$\Phi_{prepost} = \max(0, \alpha \cdot C_I \cdot P(Z|D') - C_I) \cdot P(D') + \max(0, \alpha \cdot C_I \cdot P(Z|D) - C_I) \cdot P(D) = 1\,703\,900 \text{ kr}$$

Det förväntade värdet av informationen (*Expected Value of Information, EVI*) beräknades såsom:

$$EVI = \Phi_{prepost} - \Phi_{prior} = 1703900 - 988000 = 715\,900 \text{ kr}$$

Det finns en övre gräns för värdet av ny information när undersökningarna är så bra som överhuvudtaget är möjligt, det vill säga när det inte finns några fel eller osäkerheter alls i undersökningsmetoden. Denna övre gräns kallas värdet av ny information (*Expected Value of Perfect Information, EVPI*) och togs fram genom att sätta felsannolikheterna till noll i beräkningarna, alltså

$$P(D' | Z) = P(D | Z') = 0.$$

och EVPI kunde då beräknas till:

$$EVPI = 1\,018\,400 \text{ kr}$$

Notera att om $EVPI$ är mindre än undersökningskostnaden är undersökningarna inte ekonomiskt motiverade att genomföra, eftersom de aldrig kan generera mer värde än vad de kostar. På samma sätt jämfördes undersökningskostnaderna med EVI så att nettovärdet av informationen ($NEVI$) var:

$$NEVI = EVI - C_M = 715\,900 - 200\,000 = 515\,900 \text{ kr}$$

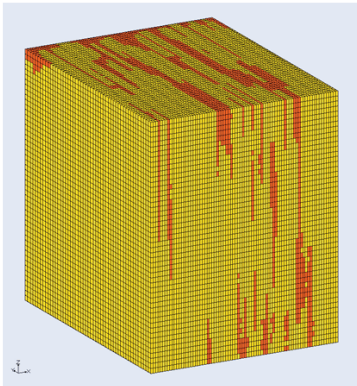
där C_M är undersökningskostnaden. I detta fall uppskattades alltså värdet av den information ett kärnbrädd skulle kunna ge för beslut om injekteringsdesign till drygt 500 000 kr.

STOKASTISK MODELLERING FÖR SANNOLIKHETSBEDÖMNING

I (Zetterlund et al, 2011) visades datavärdesanalys i ett annat exempel för bergkaraktisering för injekterings syften. Beslutet stod mellan två alternativa injekteringsdesigner: en konventionell design med cementbruk och en design där cement och Silica-sol kombineras i skärmen. Två frågor ställdes: Vilket av alternativen är bäst lämpat för de geologiska förhållandena på platsen? Är information från undersökningar i ett kärnbrädd av värde för beslutet som ska fattas?

Studien fokuserade på vidareutveckling av metodiken för datavärdesanalys och den konceptuella modellen av geologi och hydrogeologi var därför något förenklad. Bergmassan delades upp i två klasser, berg med injekteringsbehov och berg utan injekteringsbehov. Större deformationszoner antogs vara mer intressanta än specifika sprickor i detta skede. Förhållandet mellan längd och vidd för sprickzonerna antogs vara ca 1:10 och andelen berg tillhörande en zon antogs vara ca 10 procent av den totala bergmassan. Den dominerande sprickriktningen antogs vara vinkelrät mot tunneln.

En modell av geologin sattes upp i programvaran T-PROGS. I T-PROGS utnyttjas transitionssannolikheter och Markovkedjor i tre dimensioner för geostatistisk analys och stokastisk modellering av till exempel geologiska enheter. Indata till T-PROGS baserades huvudsakligen på studier av geologiska kartor och tidigare genomförda projekt. För mer utförlig beskrivning av modellen och dess indata, se (Zetterlund et al, 2011). Den stokastiska simuleringen resulterade i 200 realiseringar av bergmassan, se Figur 2.



Figur 2. Exempel på en av 200 realiseringar av bergmassans möjliga utseende. Rött betecknar berg med injekteringsbehov, gult berg utan behov av injektering.

Figure 2. Example of one of 200 realisations of the rock mass. Red colour represents rock that needs to be grouted; yellow colour represents rock without need of grouting.

Baserat på simuleringarna beräknades sannolikheten för att en zon med injekteringsbehov skulle korsa tunneln, samt sannolikheten för att man med ett borrhål i tunnelns riktning lyckas prognosticera injekteringsbehovet.

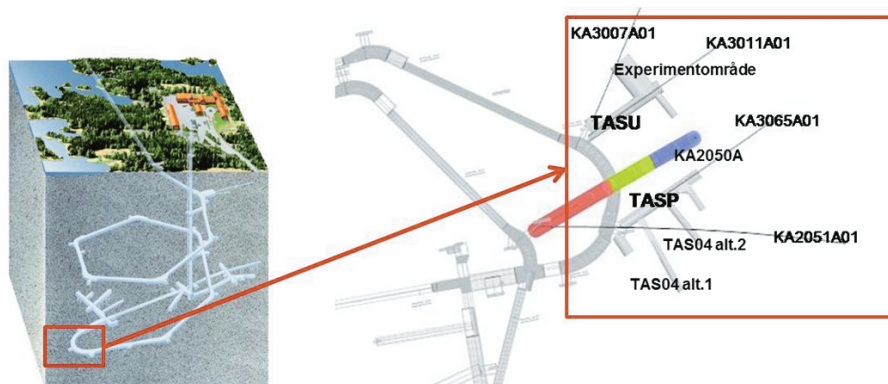
Resultaten från prioranalysen förordade en konventionell injekteringsdesign med cementbruk för de aktuella förutsättningarna. Värdet av undersökningsresultat från ett kärnborrhål uppskattades för hela tunneln till ca 255 000 kr som jämfördes med den ungefärliga undersökningskostnaden för ett ca 100 m långt kärnborrhål, ca 200 000 kr. Följaktligen blev rekommendationen för detta beslut att det är lönsamt att undersöka. Värt att notera är att om kärnborrhålet kommer utnyttjas även för andra beslut så fördelas kostnaden och datavärdet ökar.

FALLSTUDIE ÄSPÖ UTBYGGNAD

Efter två metodikstudier med förenklade geologiska modeller och beslut genomfördes fallstudie av datavärdesanalys baserat på utvalda data från en utbyggnad av Äspölaboratoriet. Studien kommer presenteras i sin helhet i två kommande tidskriftsartiklar (Zetterlund et al. 2014a, Zetterlund et al, 2014b), nedan presenteras endast preliminära resultat.

Fallstudien gällde en tunnel med ett flertal nischer som byggts, på nivå -420 m, vid Äspölaboratoriet utanför Oskarshamn. Från beställaren finns ett önskemål om att en av nischerna, TAS04, skulle byggas utan injektering. Baserat på en konceptuell modell av geologin och hydrogeologin i området skulle den mest lämpliga platsen utav två möjliga för nischen TAS04 bestämmas, se Figur 3. Förundersökningsprogrammet för utbyggnaden inkluderade bormning av två nya kärnborrhål, KA2051A01 och

KA3007A01. Borring av ett pilothål, KA3065A01, var planerad och med hjälp av datavärdesanalys kunde man ta reda på huruvida det borrhålet var ekonomiskt motiverat eller inte. Det befintliga borrhålet KA2050A, som ses som en tjock färgad linje i Figur 3, användes för observation av grundvattentryck i samband med bygget av de nya tunnelarna.



Figur 3. Tunneln TASP och föreslagna positioner för nischen TAS04. Figur modifierad från SKB.

Figure 3. The tunnel TASP and proposed positions for the niche TAS04. Figure modified after SKB.

Beslutsfattaren stod inför två beslut: (1) i vilken position skulle nischen byggas? och (2) skulle injekteringsinsatser förberedas för eller inte? Detta gav totalt fyra beslutsalternativ:

1. Position 1, förbered för injektering.
2. Position 1, förbered inte för injektering.
3. Position 2, förbered för injektering.
4. Position 2, förbered inte för injektering.

Matematiken för datavärdesanalys utvecklades i denna studie till att omfatta fler beslut än bara ett. Inför studien fanns en önskan att göra datavärdesanalysen mer användarvänlig och fokus lade på att hitta nya vägar för bestämningen av sannolikheterna. En av styrkorna med den bayesianska statistiken är att den erbjuder en möjlighet att på ett stringent sätt ta tillvara subjektiva expertbedömningar i beräkningarna. Denna möjlighet har inte utnyttjats till fullo i de tidigare studierna, men i fallstudien av utbyggnaden på Äspö blev det ett av studiens huvudsyften.

EXPERTKUNSKAP OCH SUBJEKTIVA BEDÖMNINGAR

En grupp på 18 experter med dokumenterad erfarenhet inom branschen bjöds in för att delta i en workshop om hur expertkunskap kan utnyttjas i datavärdesanalys. Av dessa var 10 stycken intresserade av att delta och vid den aktuella dagen var det 6 stycken som hade möjlighet att vara med. Ingen ersättning utgick till de deltagande experterna.

Inför workshopen fick experterna ta del av en geologisk och hydrogeologisk beskrivning av området runt tunneln TASP. Denna beskrivning baserades på ett urval av SKB:s tillgängliga datamängd för området och utvalda SKB-rapporter. Därtill bifogades en tredimensionell visualisering av SKB:s modell M1 för området (SKB, 2013), dock något anpassad för denna fallstudie. Experterna förväntades inte söka mer information på egen hand.

För att minska tidsåtgång och resekostnader var workshopen webbaserad och genomfördes som ett möte i Adobe® Connect™. Mötet inleddes med en presentation av bakgrunden till projektet och experternas del i arbetet. Experterna fick mer detaljerade instruktioner om sin uppgift under dagen. Därefter fick varje expert arbeta enskilt i ett exceldokument med 11 stycken frågor om sannolikheter för olika scenarion kopplade till olika händelser i projektet. Ett exempel på en fråga som experterna fick svara på är:

”Antag att en tunnel drivs i position 1 utan injektering. Baserat på den information som finns i underlagsmaterialet, hur stor bedömer du att sannolikheten är för att tunneldrivningen kommer generera en avsänkning större än 5 m i borrhålet KA2050A?

Ange det minsta rimliga värdet för den sannolikheten.

Ange det minsta rimliga värdet för den sannolikheten.”

Efter workshopen sammanställdes alla experters svar och datavärdet av ett pilothål i TASP:s riktning beräknades dels enskilt för varje expert och dels baserad på hela expertgruppens sammanlagda bedömning. Experterna inbjöds till ett uppföljande möte där en del av resultaten presenterades och både metoden som helhet och workshopen i synnerhet diskuterades. Preliminära resultat i denna studie indikerar att experterna tolkar underlagsmaterialet olika och att de har relativt stor spridning i sina skattade sannolikheter. Preliminära resultat av datavärdesanalysen för varje enskild expert visar att pilothålet har relativt lågt datavärde för ett beslut om var nischen TAS04 ska ligga för att injektering inte ska behövas och för beslutet om man ändå ska förbereda för injektering. Dock pekar resultaten från hela studien på att borrhålet har ett större värde då alla experters bedömningar beaktas.

DISKUSSION OCH SLUTSATSER

De metodologiska exemplen har gett värdefull erfarenhet från användningen av datavärdesanalys och det probabilistiska sättet att tänka. Det finns en stor potential för metodens användning inom industrin i dag, då en väl utförd datavärdesanalys är en bra

grund för beslutsfattande i infrastrukturprojekt och leder till beslut som är välmotiverade för såväl ingenjörsgelogiska som ekonomiska aspekter.

Det är dock ofta svårt att ställa upp modellen för en beslutskedja i ett verkligt tunnelprojekt då undersökningar sällan utförs för att svara bara mot enstaka beslut, utan i praktiskt arbete ligger undersökningarna ofta till grund för beslut på olika detaljnivå och i olika projektskeden. Ett av hindren för metodens användning är att identifiera beslutets verkliga alternativ och konsekvenserna av dessa samt svårigheten att skatta de sannolikheter som behövs. Begränsningar och förenklingar är oftast nödvändiga för att komplexiteten inte ska bli alltför stor.

En lärdom från workshopen med inbjudna experter från branschen är att det är möjligt att utnyttja experter för att skatta sannolikheter, men att diskussionen om underlagsmaterialet och de förutsättningar som råder i projektet är nästan viktigare än resultatet av datavärdesanalysen. Metoden blev ett ramverk för mer strukturerade och dokumenterade diskussioner än vad som oftast är fallet i tunnelprojekt idag. Besluten fattas likväl i projekten, men motiven till dessa blir sällan väldokumenterade och spårbara.

Metodens styrka är således att den bidrar till en struktur för att diskutera igenom de osäkerheter som råder i det geologiska underlagsmaterialet och att fokus riktas mot syftesmotiverade undersökningar som även är väl motiverade ekonomiskt.

Denna artikel är en sammanfattning av utvalda delar från ett doktorandprojekt som kommer att presenteras i sin helhet i en avhandling under våren 2014. Arbetet kommer även presenteras i en BeFo-rapport som kommer finnas tillgänglig för nedladdning på www.befoonline.org under våren 2014.

TACK

Tack till BeFo för finansiering av doktorandprojektet. Tack till SKB för tillhandahållande av data, rapporter och modell från Äspölaboratoriet. Särskilt tack till de personer som arbetat i projekt Äspö utbyggnad som svarat på frågor och på olika sätt hjälp till att ta fram det underlag som behövts för fallstudien.

Tack till prof. Lars Rosén och forskarassistent Jenny Norrman på Chalmers för handledning och till docent Tommy Norberg, Matematisk statistik Chalmers, för statistikberäkningar och handledning.

Slutligen, stort tack till de anonyma experter som bidrog med skattningar av sannolikheter och konstruktiva diskussioner om datavärdesanalysens användning i praktiken.

REFERENSER

- Back, P.-E. (2006). Value of Information Analysis for Site Investigations in Remediation Projects. Department of Civil and Environmental Engineering. Göteborg, Sweden, Chalmers University of Technology. PhD.
- Bedford, T. and Cooke, R. (2001). Probabilistic Risk Analysis: Foundations and Methods, Cambridge University Press.
- Freeze, R., Bruce, J., Massman, J., Sperling, T. and Smith, L. (1992). "Hydrogeological Decision Analysis: 4. The Concept of Data Worth and Its Use in the Development of Site Investigation Strategies." *Ground Water* 30(4): 574-588.
- IEG (2010). Tillämpningsdokument. Observationsmetoden i Geotekniken. Rapport 9:2010. Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik.
- Norberg, T. and Rosén, L. (2006). "Calculating the Optimal Number of Contaminant Samples by Means of Data Worth Analysis." *Environmetrics* 17: pp. 705-719.
- Norrman, J. (2004). On Bayesian Decision Analysis for Evaluating Alternative Actions at Contaminated Sites. Department of GeoEngineering. Göteborg, Chalmers University of Technology. PhD.
- Peck, R. B. (1969). "Advantages and limitations of the Observational Method in applied soil mechanics. No. 116. Ninth Rankine Lecture." *Géotechnique* 19: 171-187.
- SIS (2005). Svensk Standard SS-EN 1997-1:2005. Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner. Del 1: Allmänna regler.
- SKB (2013). 1338597 - Geologisk och hydrogeologisk modell M1 för bergvolymen kring TASP och TASU – Visualisering. Svensk kärnbränslehantering AB.
- Zetterlund, M., Norberg, T., Ericsson, L.O, Norrman, J., Rosén, L. (2014a). Value of Information Analysis in expansion of Äspö HRL – A case study. (*in prep.*).
- Zetterlund, M., Norrman, J., Norberg, T., Ericsson, L.O, Rosén, L. (2014b). Use of expert knowledge in Value of Information analysis for geological investigations. (*in prep.*).
- Zetterlund, M., Norberg, T., Ericsson, L. O. and Rosén, L. (2011). "A Framework for Value of Information Analysis in Rock Mass Characterisation for Grouting Purposes." *Journal of Construction Engineering and Management* 137(7): 486-497.
- Zetterlund, M., Rosén, L., Ericsson, L. O. and Norberg, T. (2008). Characterisation of hard rock according to the observational method and value of information analysis. World Tunnel Congress - Underground Facilities for Better Environment and Safety. Agra, India, ITA-AITES: 164-171.

FÖRBIFART STOCKHOLM – THE DESIGN OF THE RAMP TUNNELS UNDER THE ROAD LÖVSTAVÄGEN

Förbifart Stockholm – Dimensionering av ramptunnlar för passage av Lövstavägen

K. Grossauer, Amberg Engineering Ltd, Switzerland

B. Lindström & M. Roslin, Trafikverket, Sweden

A. Gabrielsson & J. Thorén, ÅF Infrastructure AB, Sweden

Summary

This paper gives a brief overview about the Stockholm bypass and the situation where ramp tunnels 411 and 412 pass under the road Lövstavägen. The paper is mainly focusing on the concept of the ground treatment from surface (jet grouting measures), the design of the temporary ground support and permanent lining. The analysis methods and the results are briefly discussed. Finally the planned monitoring program is outlined.

Sammanfattning

Föredraget ger en kort översikt om Förbifart Stockholm och markförhållandena vid ramptunnlarna 411 och 412 när de passerar under Lövstavägen. Föredraget fokuserar till största del på grundförstärkningen som ska utföras från markytan (jetinjektering), dimensioneringen av den temporära bergförstärkningen och den slutliga betongliningen. Analysmetoder och resultatet diskuteras översiktligt. Avslutningsvis redovisas planerat mätprogram.

1. Introduction

The Stockholm bypass is a 21 km long motorway west of Stockholm, Sweden, and is intended to replace the aging motorway system going through the city, see Figure 1. It will improve substantially the local, regional and national traffic requirements. To reduce the footprint on environmentally sensitive land, the Stockholm bypass is going mainly through a total length of 50 km of tunnels including two main tunnels with three traffic lanes in each, underground junctions and access ramps. The main traffic tunnels are passing beneath Lake Mälaren at three locations and at a maximum depth of 88 m below sea level, see Figure 1.

The project is at the time of writing in the detailed design phase. Construction is planned to start in summer 2014.

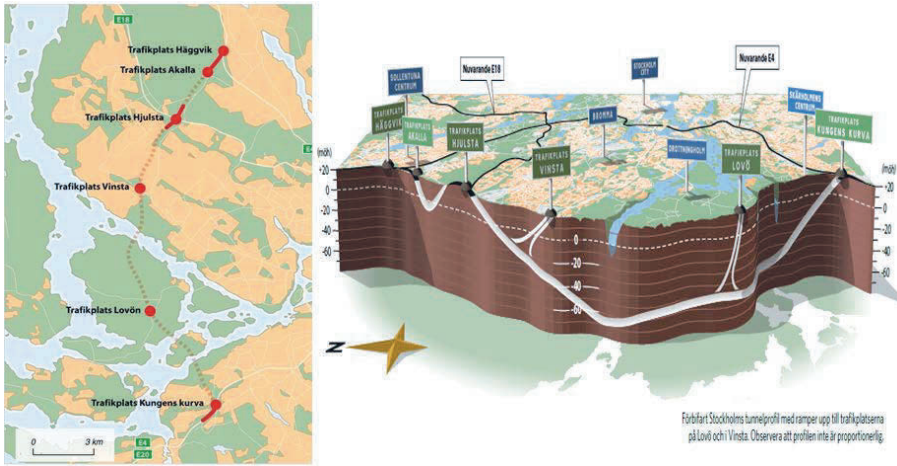


Figure 1: Overview and profile of the Stockholm bypass
Figur 2: Översikt och profil för Förbifart Stockholm

2. Passage Lövestavägen

One of the challenging part of the project is the design of two access ramps (411 and 412) which connects the main tunnels and the Vinsta interconnection. The tunnels pass under the 4-lane road Lövestavägen with very little or no rock cover. Above the rock surface a soil cover with varying thickness from around 7 to 10 meters has been identified by various ground investigations. From top to down, the soil consists of man-made ground, a soft clay layer and a water-bearing moraine layer. Below is the Stockholm bedrock – a competent granite. These circumstances result in a very complex tunnelling situation with mixed face conditions – hard and competent rock together with soft soil and water.

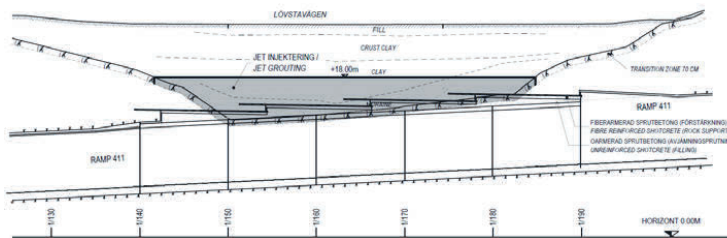


Figure 3: Ramp 411, longitudinal section with indication of anticipated rock surface, pipe umbrella support and jet-grouting

Figur 2: Ramp 411, längsgående sektion med förväntade bergnivåer, bergförstärkning och jetinjektering.

3. Design and construction concept

Several auxiliary measures are considered which can be divided into two groups – prior and during the tunnel excavation.

Prior to the tunnel excavation the soft soil will be treated by jet-grouting which will be executed from the ground surface with vertical drillings. The objective of jet-grouting is to reduce the permeability of the water bearing moraine material and to increase the strength and stiffness of the moraine and the overlying soft clay. The footprint of the jet-grouting will be approximately 1100 m² and will be created by 1070 columns with a diameter of 1.5 m. The total estimated grouted length will be about 3'600 m.

During the tunnel excavation additional grouting ahead of the tunnel is considered to reduce the permeability of the ground (bed rock, soil, and jet-grouting body) around the tunnel. To overcome local instabilities, a pipe roof umbrella is installed in the roof area where the (treated) soft soil is within the tunnel cross-section. The pipe umbrella is designed as Ø114 / 6.3 S355 tube with distance c/c of 33cm and length of 15 m with an inclination of 4 degrees offset from the tunnel axis. The temporary ground support consists of fibre reinforced shotcrete with 300 mm thickness applied over the overall tunnel perimeter and rock bolts which are installed only in the sidewalls with bed rock.

Finally, to guarantee 120 years durability of the tunnel a cast-in-place concrete lining with drainage and waterproofing layer is installed acting as the permanent ground support. The thickness of the reinforced concrete lining is 480 mm. The sealing system consists of a drainage layer, sheet membrane and a protective layer along the shotcrete perimeter and a drainage pipe at the vault base.

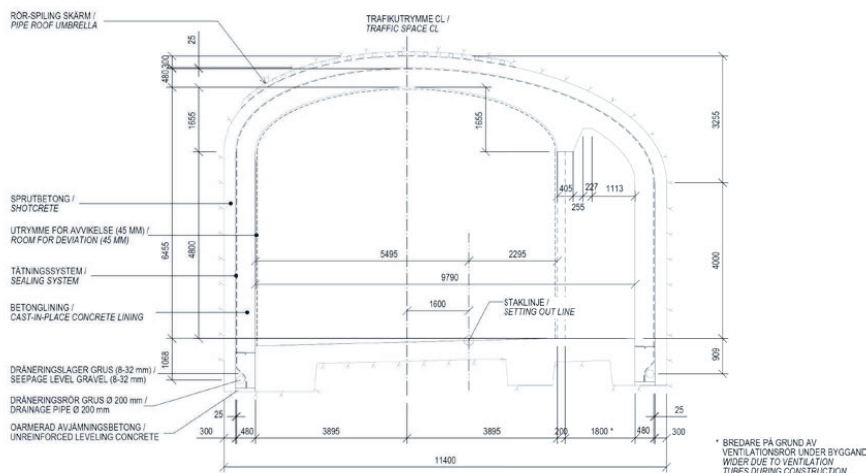


Figure 4: Ramp 412, cross-section with temporary and permanent support

Figur 5: Ramp 412, tvärsnitt med temporär och permanent förstärkning

4. Design of temporary ground support

4.1. Ground improvement

The determination of the jet-grouting scheme and the nominal column diameter is done depending on the soil type, its erodibility, erosive power of the jet, lifting speed and rotation rate. The grouted columns are designed in an equilateral-triangular grid with a nominal diameter of 1.5 m. The drilling and grouting length is obtained by using the information from soil and rock investigation which indicates the bedrock surface and the respective thickness of soft soil layers. A pre-construction test program is prepared which aims for the verification of the design assumptions for column diameter and in-situ characteristics such as strength and permeability of the jet grouting treatment zone.

4.2. Numerical analysis of ground support

The numerical analysis is carried out using FLAC software. It is performed to examine rock and soil mass behaviour as well as deformations around the tunnel and on the surface, to obtain lining loads and to verify the tunnel stability and lining utilisation.

4.2.1 Model Geometry

A 2D plane strain model is used, representing a 175 m wide and 50 m deep section of the ground. The top boundary of the model represents the ground surface; the bottom and the side model boundaries are set at a distance required to reliably predict lining loads and deflections and ground deformation around the tunnel.

4.2.2 Ground properties and initial conditions

The rock and soil masses are modelled using a linear elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb constitutive model with tension cut off. The bed rock is modelled as fully drained material while the clay strata is modelled as undrained material due to the low permeability. Undrained conditions are simulated in the FLAC model by assigning a very high value to the water bulk modulus and using the undrained shear strength c_u . Drained conditions are simulated by setting the water bulk modulus to zero and using effective strength parameters (effective friction angle ϕ and effective cohesion c).

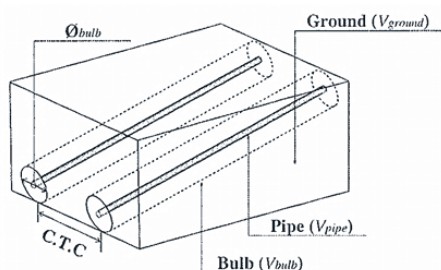
For modelling purposes, it was assumed that the vertical in-situ stress is based on the weight of the rock mass above and the horizontal in-situ stress for rock mass strata is equal in all direction with value $\sigma_h = 0.75 * \sigma_v$.

4.2.3 Modelling methodology

For modelling the 3D face advance effect, the load reduction method is used. The method assumes the excavation (removal of the finite element mesh) of a given region all at once but the load is applied gradually via reduction of support forces along the excavated perimeter of the tunnel. The determination of the load reduction value in construction stages is rather difficult and the value highly depends on the particular geological conditions and also technological specifics (especially unsupported length of

the tunnel). In the numerical analysis the load reduction value of 0.4 is estimated for the stage before installing the shotcrete. The further progression is done in two steps - increase to 0.6 is modelled for early age sprayed concrete, and a further increase to 1.0 is assigned to the fully strengthened sprayed concrete.

The pipe roof umbrella is modelled as ground-reinforced arch around the tunnel [2]. By using this technique, the reinforcement effect is modelled by the construction stage in which the reinforcement zone with higher stiffness and strength in terms of cohesion is set. For determination of equivalent design parameters, the reinforced zone is considered as a composite of ground, grout bulbs and steel pipes and interaction between these components is based on a serial-parallel stiffness system. In this system, the stiffness of grout bulbs and steel pipes is coupled in parallel and then connected to the stiffness of the ground in series (Figure 5).



$$E_{eq} = E'_{ground} + \frac{E'_{pipe} \cdot E'_{bulb}}{E'_{pipe} + E'_{bulb}}$$

$$E'_i = \frac{V_i}{\sum V} E_i$$

Figure 6: Simplified reinforced zone

Figur 7: En förenkling över förstärkt område

The lining is done by fibre reinforced shotcrete (grade C32/40) with 300 mm thickness and it is modelled using 1D linear elastic beams attached directly to the perimeter of the excavated grid.

The modelling of the construction stages considers the time-dependent behaviour of the shotcrete and the stress redistribution in the soil due to face advancement effect. All stages used in the numerical model are numbered and summarised in Table 1.

Stage #		Description
01	In-situ equilibrium	- Clay strata as undrained - Rock mass and friction soil set as drained
02	Jet grouting	- Increase the stiffness and cohesion in jet grouting area
03	Excavation of ramp 412	- Ground relaxation by reducing support forces on the tunnel perimeter to 60%
04	Pipe roof umbrella and lining of ramp 412	- Increase the stiffness and cohesion in reinforcement area - Further ground relaxation from 60% to 30% - Shotcrete stiffness set to early stage
05	Maturing of sprayed concrete in ramp 412	- Further ground relaxation from 30% to 0% - Shotcrete stiffness set to mature stage

06	Excavation of ramp 411	- Ground relaxation by reducing support forces on the tunnel perimeter to 60%
07	Pipe umbrella and lining of ramp 411	- Increase the stiffness and cohesion in reinforcement area - Further ground relaxation from 60% to 30% - Shotcrete stiffness set to early stage
08	Maturing of sprayed concrete ramp 411	- Further ground relaxation from 30% to 0% - Shotcrete stiffness set to mature stage

Table 1: Construction stages

Tabell 2: Produktionssteg

4.2.4 Results of numerical analysis

The response of the ground in terms of surface settlement, tunnel convergence, axial load in rockbolts and shotcrete reaction is assessed.

Firstly, the surface settlements and vertical displacement in the crown are checked to confirm that the deformation of the ground are in acceptable limits taking into the account the limited allowed deformation of the Lövstavägen road.

Secondly, the verification of the temporary support structural capacity is done in the way that the internal forces are extracted from the numerical analysis and multiplied by 1.35 factor according to SS EN 1997-1, design approach 2. Then the factored (design forces) are compared to the structural resistance (ULS). The ultimate capacity curve of the shotcrete is considered according to SS EN 1992-1-1 with material safety factor of concrete $\gamma_c = 1.5$.

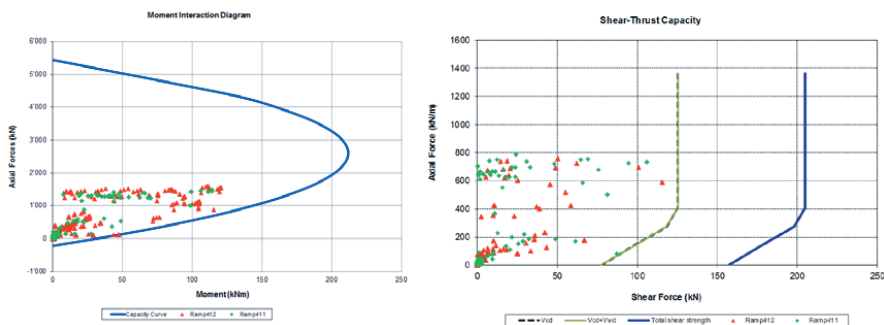


Figure 8: Ultimate capacity plot

Figure 9: Kapacitetsdiagram

4.3. Structural design of pipe roof umbrella

For the pipe roof umbrella analysis, a simple structural model according to [1] is adopted. The model consists of a beam with a rotational degree of freedom on one side

and fully constrained support on the other side. The span is chosen to be 1.5 m. The ground load and water pressure are acting on the beam.

The ground load acting on the pipe roof umbrella is derived by using the formulation for the Terzaghi silo theory.

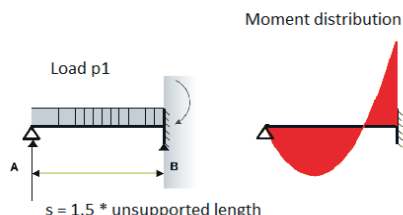


Figure 10: Simplified structural model adopted for the pipe design

Figure 11: Förenklad modell som används till rördimensioneringen

The loads are multiplied by load factor 1.35 (ground load) and 1.2 (water pressure) according to SS EN 1997-1, design approach 2 and the internal forces are calculated. Finally, the resulting bending moments are checked against the pipe design value of bending moment based on SS EN 1993-1-1.

4.4. Face stability analysis

The tunnel face stability (relevant for the soil part at the face) is checked with the Method of Jancsecz and Steiner [3]. This method uses the three-dimensional static system which is based upon the silo theory and was first applied by Horn (1961). It consists of two parts – a soil wedge (lower part) and a soil silo (upper part). The ground is divided into three layers (dry layer, layer under groundwater and wedge layer). The determination of the vertical load acting on the sliding wedge is based on the silo theory by Terzaghi and is calculated by using equation stated in chapter 4.3. The wedge is assumed to be a rigid body with the effective weight G_w and an additional soil load G_s resulting from the silo effect. On the triangular side planes of the wedge, the full cohesive-frictional forces T are taken into account, derived from the horizontal effective stress. The shear force acting on the slanted front plane of the wedge, resulting from normal force N acting on this plane, is split in two parts. The frictional part R depends only on the angle of internal friction. The force K depends only on the cohesion of the soil. Equilibrium of these forces results in an effective earth force E .

$$E = - \frac{(\cos \vartheta \cdot \tan \varphi - \sin \vartheta) \cdot \sum (G_s + G_w) + \sum (2T + K)}{\sin \vartheta \cdot \tan \varphi + \cos \vartheta}$$

The tunnel face is stable when $E + W < 0$

The analysis is based on SS EN 1997-1, Design Approach 3, which means that the rock mass properties (friction angle and cohesion) are reduced by partial factor 1.25.

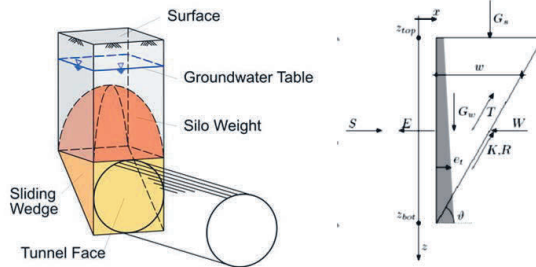


Figure 12: Tunnel face stability

Figur 13: Stabiliteten av tunnelfronten

5. Design of permanent ground support

5.1. Beam-spring model

The structural analysis of the permanent lining is carried out using the program SOFISTIK and the lining is represented by means of a continuously support beam model. The interaction between inner lining and the surrounding ground is simulated by non-linear springs. Actions are transferred only in radial direction via the radial springs between the permanent lining and the surrounding ground mass. The principle of the beam-spring model is represented by Figure 9.

The calculation is based on non-linear analysis which means that non-linear behaviour of concrete (cracked concrete) and non-linear behaviour of radial springs (react only to compression) is considered.

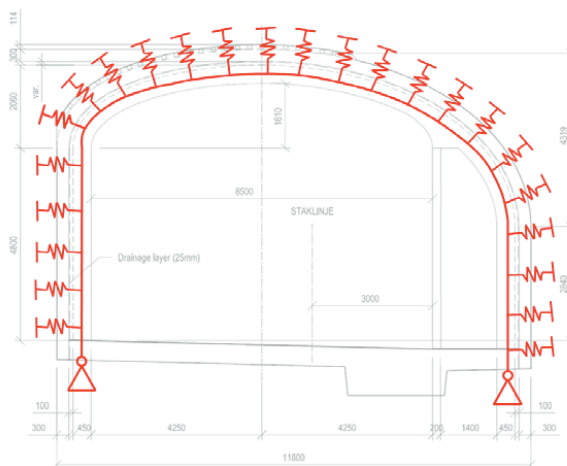


Figure 14: Geometry of the permanent lining

Figur 15: Geometrin för den slutliga liningen

The bedding stiffness of each spring is considered as a combination of the rock and the drainage bedding stiffness and is defined by the following formulas:

$$k_{Spring} = \left(\frac{k_{Drainage} \cdot k_{Rock}}{k_{Rock} + k_{Drainage}} \right) \cdot L$$

Where: $k_{Rock} = \frac{E}{R}$

E ... Young's modulus of the ground

R ... outer radius of the steady curvature of the permanent lining,

L ... beam element length between two springs

5.2. Loads

The loads considered in structural analysis are summarised in Table 2.

ID		Description
LC1	Dead load	The dead load is calculated assuming $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ of the reinforced concrete.
LC2	Soil load	For the shallow tunnel (the overburden is less than 3 times tunnel profile) the full height of overburden is considered.
LC3	Water pressure	No water pressure is considered as the system is drained.
LC4	Load from installation and partition	The load regarding the hanging inner wall is considered. The installation loads such as cable trays, sprinklers and other small equipment are negligible and are not considered.
LC5 / 6	Pressure / suction due to traffic	The loads due to traffic used in the calculation are defined in TRVK Tunnel 11 - 2011:087. The values are negligible and will not be considered in analysis.
LC7	Shrinkage strain	Shrinkage strain is calculated using SS EN 1992-1-1, section 3.1.4 and annexe B.2, assuming cement class N and 80% relative air humidity
LC8 / 9	Winter / summer temperature	The temperature load is determined using the maximum absolute air temperature in the tunnel specified in TRKV Tunnel 11 - 2011:087 and the temperature profile within the concrete lining calculated according to SS EN 1991-1-2, Annex D
LC10	Ice load	The temperature profile within the concrete lining shows that the temperature in the drainage system can be in the winter below zero. This causes that the water freeze and expands by approximately 9%. As the permanent lining can be considered as a deformable system the resulting ice pressure is evaluated as the equilibrium between ice expansion pressure and deformation of the system.
LC11	Explosion	The dynamic load due to explosion is considered by an equivalent static load based on the pressure time characteristics

		defined in TRVK Tunnel 11 - 2011:087.
LC12	Fire	Fire exposure of 180 min regarding the hydrocarbon temperature time curve is considered. The temperature distribution within the lining is determined by thermal analysis and for calculation, the temperature profile is linearized stepwise and represented by an equivalent temperature difference ΔT

Table 3: Lods

Tabell 4: Laster

5.3. Load combinations

The load combinations are determined according to SS EN 1990 and the basis procedure is shown in Table 3. It should be noted that for SLS calculation the shotcrete lining is taken into the account. The construction is acting as a combined system which consists of shotcrete lining (thickness 300mm) and inner lining (thickness 480mm). The stiffness ratio between the lining is approximately 1:3 and therefore the shotcrete lining is carrying around 30% and inner lining around 70% of the soil load.

	Permanent				Variable			Accidental	
	Dead load	Soil load	Load from installation and partition	Shrinkage strain	Summer temperature	Winter temperature	Ice load	Explosion	Fire
Load Case Combination	LC 1	LC2	LC4	LC 5	LC 8	LC 9	LC 10	LC 11	LC 12
Ultimate Limit States (ULS)									
LCC 101	1.35	-	-	1.35	-	1.5	-	-	-
LCC 102
...									
Serviceability Limit States (SLS)									
LCC 1001	1.0	-	-	1.0	-	-	-	-	-
LCC 1002
...									

Table 5: Load Case Combinations

Tabell 6: Lastkombinationer

5.4. Verification of permanent lining

The structural capacity of the permanent lining is calculated according to SS EN 1992-1-1. The verification of Ultimate Limit States (ULS) is done in the way that the resulting internal forces are checked against:

- Bending failure ... according to SS EN 1992-1-1., chapter 6.1
- Shear failure... according to SS EN 1992-1-1., chapter 6.2

Verification of Serviceability Limit States (SLS) is calculated according to SS EN 1992-1-1., chapter 7.3 and depends on maximum allowable crack width in the construction.

6. Monitoring concept

6.1. Overview

The ramp tunnel 411 and 412 pass under the Lövstavägen road with low overburden and very little or no rock cover. These difficult geological conditions and the presence of Lövstavägen road require that the proper monitoring concept must be established in order to control the response of the ground and verify the design. The monitoring concept focuses on the following:

- Surface settlement – to control displacement on the surface (too large displacements can damage existing facilities – Lövstavägen road, pipelines)
- Ground movement – to control the displacement in the ground (the detection of the potentially damaging movements at the depth in the ground surrounding the advancing tunnel allow to take mitigation action before these movements can “percolate” upwards the surface)
- Movement in the tunnel – to control displacement in the tunnel (too large displacements could lead to the tunnel collapse)

Nr.	Method	Instrument	Interval between profiles	Number of monitoring points
1	Surface monitoring	Total station + ground settlement monitoring points	various	various
2	Ground movement monitoring	Extensometers + horizontal tubes	-	3 extensometers + 5 horizontal tubes
3	Convergence monitoring in tunnel	Total station + convergence targets	10 m	Each profile 5 points

Table 7: Monitoring concept

Tabell 8: Mätprogram

6.2. Trigger levels

To control the response of the ground, three levels are established – a normal, an attention and a warning level. The normal level indicates the boundary of normal behaviour, the attention limit marks the boundary of serviceability and the warning trigger are set below the ultimate capacity of the lining. A simplified method of setting the trigger values is shown in Figure 10.

In the case, that the attention or warning levels are reached, there will be immediately the coordination meeting between client, contractor and designer, where the additional actions (modification of excavation steps, partial excavation) and/or additional support measures (face stabilization) must be determined.

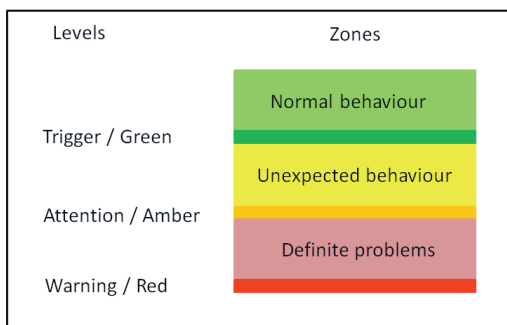


Figure 16: Trigger levels

Figur 17: Larmnivåer

7. Conclusion

Passage Lövstävågen is a relatively complicated underground structure but the modern calculation methods and numerical modelling allows to design economical temporary and permanent ground support adhering to prescribed requirements, valid standards and safety regulations. At the same time, it is necessary to respect and proceed from practical experience obtained during the excavation, monitoring and geotechnical survey in this environment.

References

- [1] John Max, Bruno Mattle, *Design of tube umbrellas*, Tunnel c.3/2002, p. 4-11
- [2] K.I. Song, G.C. Cho, S.R. Lee, J.H. Lee, *Design parameter determination for modeling of pre-reinforced zones in a tunnel*, Underground Space – the 4th Dimension of Metropolises, 2007
- [3] Mohammadi Javad, Shahriar Kourosh, Moarefvand Pavriz, *Tunnel Face Stability Analysis in Soft Ground in Urban Tunneling by EPB Shield*, Australian Journal of Basic and Applied Sciences, 2011

DIMENSIONERING AV BERGKONSTRUKTIONER – NYA RÅD FRÅN TRAFIKVERKET

Design of Rock Excavations – New Guidelines from the Swedish Transport Administration

Ulf Lindfors, Itasca Consultants AB

Per Vedin, Trafikverket

Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult AB

Mats Holmberg, Tunnel Engineering AB

Robert Swindell, Trafikverket

Björn Stille, Sweco Infrastructure AB

Jonny Sjöberg, Itasca Consultants AB

SAMMANFATTNING

Trafikverket uppdaterar handboken "Projektering av bergtunnlar - Dimensionering av det bärande huvudsystemet" (BVH 1585.36) som publicerades 2009 av Banverket. En uppdaterad version med titeln "Projektering av bergkonstruktioner" publiceras under 2014. Det ursprungliga innehållet har uppdaterats och nytt material har tillkommit. Även dispositionen har förbättrats jämfört med den tidigare versionen.

SUMMARY

The Swedish Transport Administration is revising the guideline "Projektering av bergtunnlar - Dimensionering av det bärande huvudsystemet" (BVH 1585.36), which was published in 2009 by Banverket (the Swedish National Railroad Administration). A new version entitled "Projektering av bergkonstruktioner" is to be published in 2014. The original content of the handbook has been updated and new material has been added. The disposition has also been improved compared to the original version.

1 INLEDNING

Under 2009 gav Banverket ut handboken "Projektering av bergtunnlar - Dimensionering av det bärande huvudsystemet" (BVH 1585.36). I denna handbok ges riktlinjer för hur dimensionering av det bärande huvudsystemet bör utföras vid projektering av järnvägs-tunnlar i berg. I handboken ges också generella anvisningar för projektering avsedda att komplettera gällande regelverk och standarder.

Riktlinjerna i handboken har använts inom olika infrastrukturprojekt, bland annat Citybanan och Förbifart Stockholm, och legat till grund för dimensionering av det bärande huvudsystemet. Handboken har även kommit till användning inom gruvindustrin och i undervisningssyfte.

I denna artikel beskrivs de uppdateringar och revideringar som tillförts ovan nämnda handbok. I och med uppdateringen omfattas nu både järnvägs- och vägtunnlar. Även bergskärningar och tunnelpåslag för väg och järnväg har inkluderats. Den nya versionen av handboken kommer att ha titeln "Projektering av bergkonstruktioner".

Syftet med den uppdaterade versionen av handboken är fortsatt att vara rådgivande med avseende på hur Trafikverkets tekniska krav kan uppfyllas samt också att presentera praktiska anvisningar för dimensionering. Ytterligare en funktion är att vara stöd och hjälpmedel till byggherre, beställare, projektör och entreprenör genom hela planerings- och genomförandeprocessen för bergkonstruktioner. Injektering, kontraktsbeskrivningar och jämförelser mellan olika entreprenadformer ingår dock ej i handboken.

2 GENERELLA FÖRÄNDRINGAR

I den nya versionen har en utökning av avsnitten kring förundersökningsmetoder, brottmekanismer, dimensionering och dimensioneringsstrategi skett. Nytt är också avsnitt som beskriver ingenjörsgelogisk prognos, laster och lastsekvenser, dimensioneringsunderlag och dimensioneringsrapporter. Dessutom har dimensionering av samverkanskonstruktioner, bergskärningar/slänter, och tunnelpåslag inkluderats samt dimensionering för brand- och explosionslast. Även principerna för riskhantering samt verifiering av tekniska lösningar med observationsmetoden och tullgränser har inkluderats.

I den första delen ges en allmän beskrivning av planeringsprocesser, förundersökningar, ingenjörsgelogiska prognoser, laster, dimensioneringsstrategi, dimensionering av det bärande huvudsystemet, samt verifiering av tekniska lösningar. Här finns också en uppdatering av begreppsförklaringar och definitioner.

I den uppdaterade versionens andra del finns mer detaljerade beskrivningar som bilagor. Där återfinns detaljerade riktlinjer för utförande av karaktärisering och klassificering samt för användning av vanligt förekommande system för dessa ändamål. Vidare presenteras detaljerade beskrivningar för uppskattning av bergets egenskaper och för hur tullgränser kan passeras. I bilagorna finns även beskrivningar av de olika föreslagna empiriska, analytiska och numeriska metoderna för dimensionering och hur de bör användas. Även förslag till dispositioner för dimensioneringsunderlag och dimensioneringsrapport presenteras.

3 GÄLLANDE REGELVERK/PLANERINGSPROCESS

3.1 Regelverk

Detta kapitel beskriver kortfattat de regelverk som påverkar dimensioneringsprocessen, vilket även innefattar den process som är förknippad med tillstånd och lov som krävs i samband med planering och byggande av bergkonstruktioner för väg och järnväg. Planering, byggande och förvaltning av vägar och järnvägar regleras huvudsakligen av följande lagar:

- Lag om byggande av järnväg (1995:1649)
- Väglagen (1971:948)
- Plan- och bygglagen (2010:900)
- Plan och byggförordning (2011:338)
- Miljöbalken (1998:808)

Trafikverket har ställt upp en pyramidmodell för gällande regelverk. De två översta delarna i pyramiden är föreskrifter och övergripande krav. Tekniska krav tas fram och formuleras för att kunna åberopas i kontrakt. Råd utgör kunskapsdokument med syfte att öka tydligheten genom förklaringar och exempel och i syfte att bidra till en förbättrad kalkylerbarhet. Råd kan vara kopplat till ett kravdokument vilket är fallet för *Trafikverkets tekniska råd Tunnel*, men råd kan också vara fristående, se Tabell 1.

Tabell 1. Uppdelning av Trafikverkets regelverk.

Division of regulations from Swedish Transport Administration.

Status	Utformning och dimensionering	Material, utförande och kontroll
Krav	Trafikverkets tekniska krav för tunnlar	Allmän material- och arbetsbeskrivning (AMA) Trafikverkets komplement till AMA (TRVAMA)
Råd	Trafikverkets tekniska råd för tunnlar Rapporter Handböcker	Rapporter Handböcker

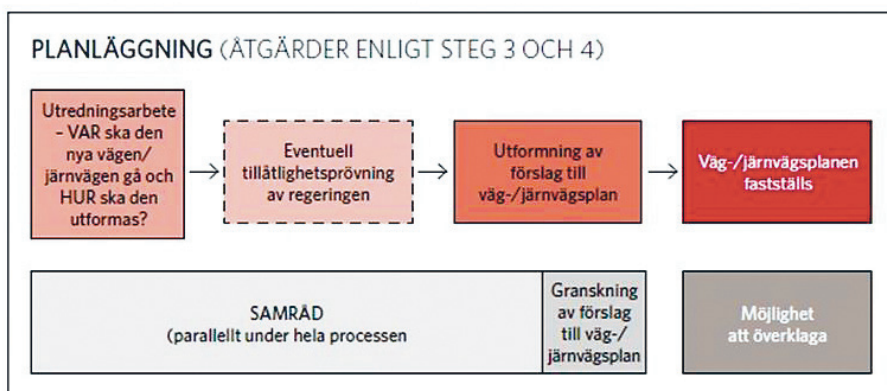
3.2 Planeringsprocess

Planeringsprocessen syftar till att ge en bred förankring vid planering och byggande av vägar och järnvägar till övrig samhällsplanering och lagstiftning. Genom processen tillgodoses behovet att tidigt få länsstyrelser och kommunernas delaktighet i planeringen.

Processen ska också ge goda möjligheter till insyn och samråd för övriga inblandade aktörer som berörs.

För att det ska bli aktuellt att bygga bergkonstruktioner krävs att en åtgärdsvalsstudie kommit fram till att det är nödvändigt att bygga om eller bygga ny bergkonstruktion. Efter åtgärdsvalsstudien är avslutad påbörjas ett utredningsarbete. Sedan 2013-01-01 gäller en ny gemensam planläggning för väg och järnväg.

När utredningsarbetet är avslutat fortsätter planprocessens olika steg enligt Figur 1 och därefter vidtar byggskedet samt slutligen förvaltningsskedet. Bygghandlingar kan tas fram parallellt med pågående planläggning men även i byggskedet. I rapporten beskrivs varje steg i processen översiktligt.



Figur 1 Den nya planlägningsprocessen vilken gäller fr.o.m. 2013-01-01.
The new planning process, valid from January 1, 2013.

4 FÖRUNDERSÖKNINGAR OCH PROGNOSE

4.1 Förundersökningar

Lämpliga förundersökningsmetoder som bland annat beskriver hur karteringer bör genomföras samt hur karaktärisering av bergmassan bör utföras presenteras i handboken. Vidare beskrivs vilka laboratorieundersökningar som kan nyttjas för att erhålla nödvändiga hållfasthetsparametrar för analyser och hur redovisning av förundersökningar bör ske.

Riktlinjer och metodik för karaktärisering av berg beskrivs. Det rekommenderas att en ingenjörsgelogisk beskrivning upprättas baserat på kartering av berg. Den ingenjörsgelogiska beskrivningen bör också vara oberoende av de poängsystem som är förknip-

pade med olika karaktäriserings- och klassificeringssystem. Som utgångspunkt för detta kan ISRM:s rekommendationer för geologisk beskrivning av bergmassan användas (Brown, 1981). Rekommendationen är att ingenjörsgelogiska beskrivningar delas in i en generell del där 6 parametrar ingår och en del som avser sprickorna där 12 parametrar ingår.

I den generella delen kan följande geologiska parametrar eller egenskaper beskrivas: (1) bergart, (2) struktur/textur för bergarter, (3) bergets omvandlingsgrad och vittring, (4) enaxiell tryckhållfasthet (för intakt berg), (5) kärnfångst/kärnförlust (endast vid kärnkartering) och (6) större strukturer/svaghetszoner.

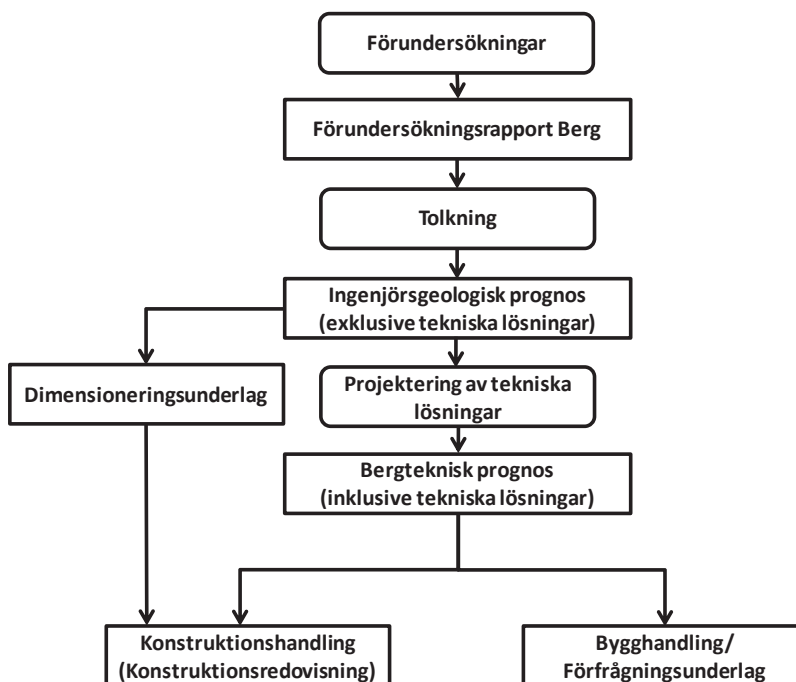
Vid beskrivning av sprickorna föreslås att följande parametrar ingår: (1) läge för spricka, (2) sprickorientering (strykning och stupning), (3) sprickavstånd, (4) sprickfrekvens, (5) RQD, (6) uthållighet/spricklängd ("persistence"), (7) sprickråhet, (8) spricköppning ("apertur"), (9) sprickfyllnad (typ av mineral och tjocklek/mängd), (10) omvandlingsgrad, (11) vattenföring och (12) antal sprickgrupper. Parameter sex ovan (kontinuitet) går av naturliga skäl endast att beskriva i samband med kartering av hållar, bergskärningar och befintliga tunnlar, d.v.s. inte i samband med kärnkartering.

4.2 Prognos

Det finns två huvudsyften med prognosarbetet. Det första syftet är att utgöra ett underlag för projektering av tekniska lösningar. Det andra syftet, beroende på entreprenadform, är att utgöra underlag för anbudsräkning och genomförande under byggskedet. Dessa två syften ställer delvis olika krav på prognosarbetet.

Det kan därför vara lämpligt att dela upp prognosbegreppet med hjälp av olika benämningar, till exempel. (1) "Ingenjörsgelogisk prognos" och (2) "Bergteknisk prognos". Den ingenjörsgelogiska prognosen utgör underlag för projektering och är exklusive tekniska lösningar medan den bergtekniska prognosen utgör underlag för anbudsräkning och genomförande. I Figur 2 redovisas den ingenjörsgelogiska och bergtekniska prognosen insatta i sitt sammanhang, från utförande av förundersökningar till bygghandlingar/förfrågningsunderlag respektive konstruktionshandling.

I den uppdaterade versionen av handboken beskrivs även hur tolkningsarbetet bör genomföras och bergmassan indelas i domäner, hur uppskattning av bergets mekaniska egenskaper bör utföras samt hur redovisningen av en ingenjörsgelogisk respektive bergteknisk prognos bör presenteras.



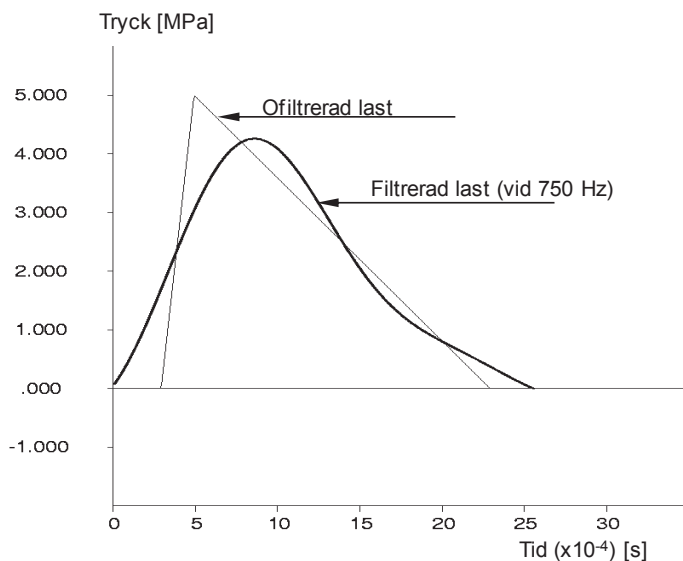
Figur 2 Flödesschema som visar processen för framtagning av ingenjörsgelogisk/bergteknisk prognos samt koppling till olika handlingar.
Flow chart showing the process for developing the engineering geological/rock engineering prognosis and links to various documents.

5 LASTER OCH DIMENSIONERINGSSTRATEGI

5.1 Laster och belastningssekvenser

I *Trafikverkets tekniska krav* beskrivs de laster som kan komma i fråga för en tunnel. Lasterna är där indelade i varaktiga respektive exceptionella dimensioneringssituationer. Relevanta laster i varaktiga dimensioneringssituationer är exempelvis initialspänningar. För exceptionella dimensioneringssituationer bedöms brandlast och, i vissa fall, även explosionslast, vara relevanta laster som bör beaktas.

Vilka laster som utgör huvudsakliga laster för en bergkonstruktion och hur de kan uppskattas beskrivs. Det rekommenderas till exempel att uppskattningen av initialspänningarna bör anges som typ-värden och en variationsbredd i form av exempelvis min- och max-värden. En specifik last som beskrivs är explosionslaster (amplitud och varaktighet). Explosionslaster är problematiska att analysera men vid numeriska analyser kan det lösas genom att filtrera lasten med avseende på frekvens. Ett exempel på hur last-tid kurvan ser ut för en filtrerad last kontra en icke filtrerad last visas i Figur 3.



Figur 3 Jämförelse mellan ofiltrerad dynamisk last (5MPa, 2 ms) och filtrerad last där frekvenser högre än 750 Hz tagits bort.

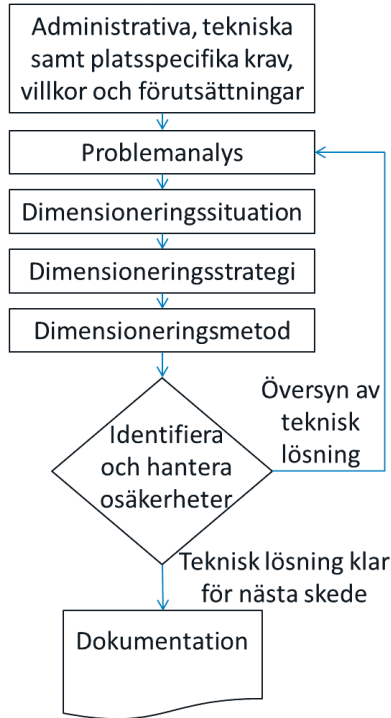
Comparison of unfiltered dynamic load (5 MPa, 2 ms) and filtered load where frequencies higher than 750 Hz have been removed.

5.2 Dimensioneringsstrategi

Rekommendation är att använda en dimensioneringsstrategi där förekommande dimensioneringssituationer indelas i två kategorier av tekniska lösningarna, typlösningar och objektspecifika lösningar. Grundläggande för utformning av båda kategorierna av tekniska lösningar är att tillämpa principerna för Observationsmetoden (Peck, 1969) eller den likvärdiga metodik som i Sverige benämns Aktiv Design (Stille, 1986).

Utgående ifrån administrativa, tekniska och platsspecifika krav och förutsättningar klargörs vilka dimensioneringssituationer som behöver beaktas i dimensioneringen. I

praktiken innebär detta att man genomför en problemanalys utifrån projektförutsättningarna. Det principiella tillvägagångssättet vid dimensionering av bergkonstruktioner visas i Figur 4.



Figur 4 Det principiella tillvägagångssättet vid dimensionering av bergkonstruktioner.

The principal procedure for design of underground excavations.

Observationsmetodens grundläggande intention, tillämpad på berganläggningar, är att den utförda tekniska lösningen ska vara anpassad till de verkliga bergförhållandena och att den tekniska lösningen ska verifieras utgående från resultat av observationer som görs i byggskedet. För tillämpning av observationsmetoden krävs, generellt sett, att potentiella brottmekanismer och brottformer identifieras för bergmassa och förstärkning utifrån de olika bergutrymmen eller olika typer bergkonstruktioner som ingår i projektet. Exempel på sakfrågor som behöver beaktas för bergmassa och förstärkning samt för deras samverkan är:

- Brottmekanismer, lokal- eller totalstabilitet, bärförmåga eller oacceptabla deformationer som beror på bergmassans hållfasthet, styvhet eller hydrauliska förhållanden.
- Brott eller deformation i konstruktiva element, bultar och sprutbetong, som beror på ingående materials hållfasthet eller konstruktionens styvhet.

För varje dimensioneringssituation behöver det troliga (typ) beteendet såväl som extrema (min och max) beteenden analyseras. Varje dimensioneringssituation ska analyseras med relevanta metoder, det vill säga empiriska, analytiska och/eller numeriska metoder.

Exempel på kriterium för tekniska typlösningar eller när specifika lösningar ska tillämpas är angivna. Ett exempel på ett kriterium för en typlösning är att bergtäckningen ska vara större än halva spännvidden för tunneln. För dimensioneringssituationer som inte faller inom typförstärkningarnas tillämpningsområde dimensioneras objekt-specifika lösningar utifrån de förhållanden som råder för den aktuella dimensioneringssituationen. I den uppdaterade handboken anges ett antal villkor som bör uppfyllas för att säkerställa hantering av kvarstående osäkerheter. Till de tekniska lösningarna kan också andra villkor läggas, exempelvis maximalt acceptabelt avstånd mellan oförstärkt berg och tunnelfront eller bergschaktmetod.

Observationsmetoden omfattar tre principiella steg: (i) förutsägelse, (ii) observation och (iii) åtgärd. Inom ramen för planeringsprocessen avslutas det första och det tredje av dessa steg, d.v.s. förutsägelse och åtgärd. De kan anses vara genomförda om typlösningar och objektspecifika lösningar finns framtagna för alla identifierade dimensioneringssituationer. Det andra principiella steget, observation, genomförs i byggskedet. För att utföra observationer, det vill säga mätningar, inspektioner och kartering i byggskedet måste kontrollparametrar och gränser för dimensioneringens giltighet upprättas. Några exempel på angivna kontrollparametrar är: bergkvalitet, strukturors orientering och egenskaper och skador på förstärkningselement.

6 DIMENSIONERING AV DET BÄRANDE HUVUDSYSTEMET

I avsnittet dimensionering av det bärande huvudsystem beskrivs först generellt hur dimensioneringsarbetet bör ske. I handboken rekommenderas att flera olika metoder nyttjas i samband med dimensioneringen. De vanligaste metoderna kan sorteras i två huvudkategorier:

- Empiriska metoder (till exempel klassificering av bergmassan).
- Beräkningsmetoder (till exempel analytiska metoder, numerisk modellanalys, etc.).

Vid praktisk dimensionering bör dessa två metoder användas tillsammans med observationsmetoden i syfte att nå en så optimal utformning som möjligt. Vad som bör

ingå som indata till dimensioneringsarbetet, d.v.s. vad dimensioneringsunderlaget bör innehålla är beskrivet med bland annat ett exempel på disposition för ett dimensioneringsunderlag. Dimensioneringsarbetet bör avrapporteras i en dimensioneringsrapport, vilket exemplifierats tillsammans med vilka delar av dimensioneringsarbetet som bör ingå i bygghandlingar. I den uppdaterade versionen av handboken beskrivs principer för vad som bör beaktas vid:

- Dimensionering av förstärkning för bergtunnlar.
- Dimensionering av samverkanskonstruktioner.
- Dimensionering av förstärkning för bergskärningar och slänter.
- Dimensionering av förstärkning för tunnelpåslag.

I bilagorna beskrivs empiriska metoder och de olika beräkningsmetoderna mer noggrant. Bland det nya innehållet märks bland annat hur förbultning, även kallad spiling, bör dimensioneras enskilt och i kombination med sprutbetongbågar. De olika brottmekanismerna för svensk berggrund finns i beskrivande ordalag redovisade i bilaga.

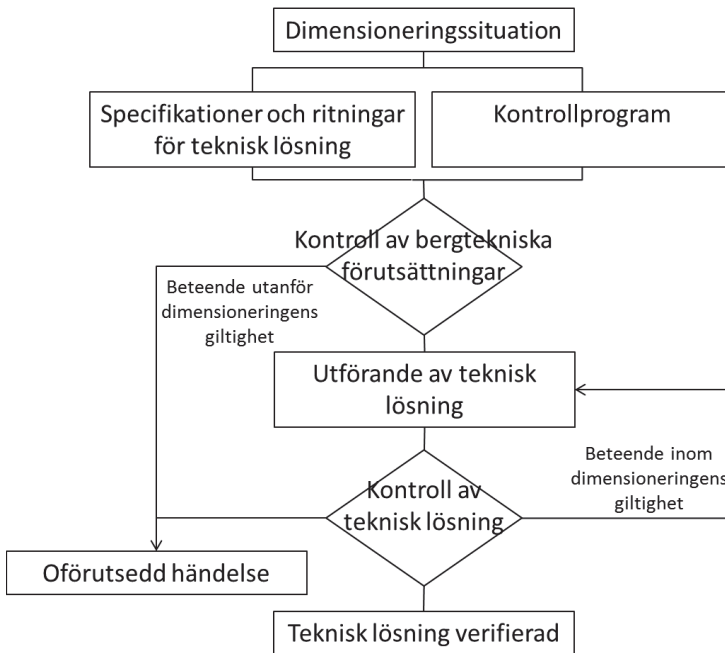
Val av numerisk metod samt om tvådimensionella eller tredimensionella analyser bör appliceras i en dimensioneringssituation baseras på ett antal förutsättningar. Analysresultaten bör tolkas utifrån teoretiska utvärderingskriterier och ingenjörsmässiga bedömningar. En detaljerad beskrivning av vad som bör beaktas vid dimensionering för brand- och explosionslast beskrivs, till exempel att bergkonstruktioner kan klassificeras i två brandskyddskategorier. Här redovisas bland annat exempel på villkor för branddimensionering och rekommenderade dimensioneringsregler och arbetsgång.

7 VERIFIERING AV TEKNISKA LÖSNINGAR I BYGGSKEDET

Kunskapen om grunderna för dimensionering och tillhörande tekniska lösningar ska överföras till den byggledande organisationen. Syftet är en del i projektets kvalitets-säkring. Målsättningen är att förmedla projektörens kunskap om bygghandlingens innehåll och att öka byggledningens och eventuellt också huvudentreprenörens förståelse för bakgrund och motiv till typlösningar och objektspecifika lösningar. Exempel på punkter som föreslås ingå i samband med överlämnande är:

- Typlösningar, utförande och eventuella restriktioner.
- Kontrollprogram och eventuella tullgränser.

Verifiering av både dimensioneringsförutsättningarna och av att typlösningar och specifika lösningar uppfyller de krav som ställs på deras bärförmåga och funktion bör genomföras. En procedur för verifiering av tekniska lösningar enligt observationsmetodens principer i byggskedet visas i Figur 5.



Figur 5 Observationsmetodens tillämpning i byggprocessen.
Application of the Observational method in the construction process.

8 SLUTORD

Arbetet med att färdigställa uppdateringen av "Projektering av bergtunnlar - Dimensionering av det bärande huvudsystemet" (BVH 1585.36) har pågått under hösten 2013 och vintern 2014. Inom en snar framtid kommer Trafikverket att presentera den uppdaterade versionen som en Teknisk rapport med titeln "Projektering av bergkonstruktioner". Den kommer att finnas tillgänglig via Trafikverkets hemsida (www.trafikverket.se). Avsikten är därefter att rapporten regelbundet ska ses över och uppdateras. Exempelvis kan beslut om Eurokod 7 ska tillämpas eller inte kan vara en viktig framtida uppdatering.

ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Arbetet med uppdatering av projekteringsanvisningarna initierades av Trafikverket (Per Vedin). Trafikverket har finansierat arbetet i sin helhet. Arbetet har skett i en arbetsgrupp som består av författarna till denna artikel samt av följande representanter från

Trafikverket: Beatrice Lindström, Mattias Roslin och Thomas Dalman. Författarna tackar Trafikverket för tillåtelse att publicera denna artikel. Ett tack riktas även till Åke Hansson (Trafikverket) och till Hans Thunehed (GeoVista AB) för värdefulla kommentarer till avsnitten som behandlar regelverk respektive förundersökningar.

REFERENSER

Brown, E. T. 1981. *Rock Characterization Testing and Monitoring. ISRM Suggested Methods*. (Ed. E. T. Brown). Oxford: Pergamon Press

Peck, R. B. 1969. Advantages and limitations of the Observational Method in applied soil mechanics. *Géotechnique*: **19**(2):171–187.

Stille, H. 1986. Experiences of design of large caverns in Sweden. *Proceedings Large Rock Caverns, Helsinki*. Pergamon Oxford.

Trafikverket. 2011. *TRVK Tunnel 11. Trafikverkets tekniska krav Tunnel*. TRV publ. Nr. 2011:087.

PRAKTISK TILLÄMPNING AV OBSERVATIONSMETODEN VID RIDDARHOLMSSCHAKTEN

Practical use of the observational method at the Riddarholmen excavations

Lars Hässler, Golder Associates AB

Anja Olsson, Golder Associates AB

Edward Runslätt, Golder Associates AB

Jesper Niland, Trafikverket

Sammanfattning

Entreprenaden för Citybanans Söderströmstunnel handlades upp 2008. Projektet består av en sänktunnel i betong mellan Riddarholmen och Söder Mälarstrand med anslutningar mot berg i båda ändar. Denna artikel beskriver bergtunneluttaget på Riddarholmssidan med fokus på nyttan av robusta strategier för genomförandet.

Det speciella med Riddarholmsschakten och de anslutande bergtunnlarna är att där betongtunnlarna ansluter till bergtunnlarna var den förväntade bergtäckningen mycket liten, att bergtunnlar och schakt bara ligger några meter från Mälarens stora vattenvolym och att det i nära anslutning till bergtunnlarna finns befintliga konstruktioner som starkt begränsar åtkomst uppifrån samtidigt som de inte får skadas av schakt eller tunnelarbeten.

Genomförandet följde principerna i Observationsmetoden. Tredimensionella bergmekaniska simuleringar genomfördes inkluderande laster från de av entreprenören valda temporära stödkonstruktionerna samt den nya kunskap som man till dess erhållit under konstruktionsarbetet. De uppskattade deformationerna från dessa simuleringar utgjorde basen för framtagande av olika åtgärder beroende på uppmätta deformationer och observerad bergkvalité.

Med simuleringarna som bas upprättades också en detaljerad berguttagsplan med maximalt utnyttjande av betongkonstruktioner som stöd under uttaget. Detta innebar att berguttag varvades med uppförande av betongkonstruktioner, både temporära och permanenta.

Det hela resulterade till slut i en strategi där det planerades för det värsta med möjligheter till lättnad i händelse av positiva utfall. Denna strategi visade sig i slutändan lyckosam och tunnlar kunde tas ut utan några större incidenter.

Summary

The construction contract for Citybanans "Söderströmstunnel" was awarded 2008. The project consists of an immersed concrete tunnel between "Riddarholmen" and "Södermälarsstrand" with connections to rock tunnels on both sides. This article deals with the rock tunnel excavations on the Riddarholmen side with focus on the benefit of robust strategies for the works.

The unique features of the Riddarholmen excavations and the connecting rock tunnels were the very limited rock cover where the concrete tunnels connect to the rock tunnels, the presence of lake Mälaren with its large water volume just a few meters away and the existence of structures in close proximity to the rock tunnels that strongly limited investigations from above and that had to be left unharmed by the excavation works.

The works were performed according to the principles of the observational method. Three-dimensional rock mechanical simulations were performed including loads from contractor's choice of temporary structures and new knowledge achieved from construction works carried out so far. The estimated deformation values from these simulations became the basis for setting up different actions depending on the deformation behaviour and the rock quality encountered during the excavations.

The simulations were also used as the basis for setting up a detailed excavation sequence with a maximized use of concrete structures as support during the excavation works. This sequence ended up with rock excavations being conducted concurrently with the construction of supporting concrete structures.

In the end the result was a strategy planning for the worst with possible reliefs if positive observations. This strategy proved successful in the end and the tunnels were finalised without any major incidents

Inledning

Mitt i centrala Stockholm finns entreprenaden för Citybanans Söderströmstunnel, som handlades upp 2008. Citybanan är en pendeltågstunnel som sträcker sig mellan Tomtebodan i norr och Stockholm södra i söder. Entreprenaden vid Söderström består av en sänktunnel i betong mellan Riddarholmen och Söder Mälarsstrand med anslutningar mot berg i båda ändar. Det speciella med Riddarholmsschakten och de anslutande bergtunnlarna är att där betongtunnlarna ansluter till bergtunnlarna var den förväntade bergtäckningen mycket liten, att bergtunnlar och schakt bara ligger några meter från Mälarens stora vattenvolym och att det i nära anslutning till bergtunnlarna finns befintliga konstruktioner som starkt begränsar åtkomst uppifrån samtidigt som de inte får skadas av schakt eller tunnelarbeten.

Utförandet baserades på observationsmetoden. Observationsmetoden är en formell metod som beskrivs i Eurocode och som kan användas när projekteringen vilar på

osäkra data och modeller. Enkelt uttryckt krävs för tillämpning av metoden att det finns en prognos om förväntad respons hos berget vid uttaget, att responsen följs upp med verifierande mätningar under berguttaget och att det finns förberedda åtgärder om mätresultaten ligger utanför den förväntade responsen.

Kontraktformer

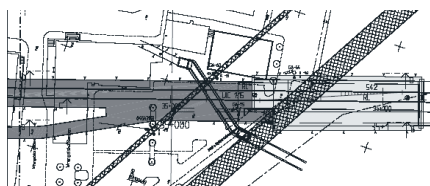
Den öppna schakten inklusive betongtunnlar och anslutningar mot tunnelementen ute i Riddarfjärden upphandlades som totalentreprenader, i princip fastpris med allt konstruktionsansvar liggande hos entreprenören. De första 20 metrarna av bergtunnlarna ingick också i entreprenaden men berguttaget var för dessa tunnlar en utförandeentreprenad som ersattes med enhetspriser.

Översiktlig geologi

Riddarholmens berggrund utgörs av en grå-rödgrå medel- till grovkornig granit, även gradvisa övergångar till en mer pegmatitisk struktur förekommer. Graniten varierar från heterogen till svagt metamorf. Vidare förekommer enklaver av gnejs (metagråvacka och glimmerskiffer) som är delvis kloritimpregnerad och med inslag av mobilisat. En NV-ligt strykande svaghetszon korsar hela området för schakten och tangerar servicetunnelns västra sida. Bergkvaliteten för bergtunnelsnittet har generellt bedömts som bra till mycket bra motsvarande bergtyp A enligt Citybanans klassindelning med undantag från svaghetszonen där bergkvaliteten motsvarar bergtyp B. I samband med borringar för sekantpåleväggs dragstag påträffades också vad som tolkades som sandfyllda ”skollor” ovan bergtunnlarna.

Konstruktionsgeometriska utmaningar

Redan under förundersökningsstadiet blev det fastlagt att bergtäckningen var dålig eller obefintlig över servicetunnelns påslag omedelbart väster om spårtunneln. En svaghetszon var också bedömd att passera detta område (se Figur 1).



Figur 1: Ursprunglig layout och översiktlig geologi över Riddarholmsschakten.
Figure 1: Original layout and conceptual geology of the Riddarholmen excavations.

För att hantera detta projekterades i förfrågningsunderlaget ett förslag till utförande där servicetunneln skulle placeras djupare än det låsta läget för spårtunnlarna. Nackdelen med detta var bl a en mera komplicerad betongtunnelkonstruktion där servicetunneln i

höjddled gradvis skiljs från spårtunnlarna när den dyker strax innan bergtunnelpåslaget. Den entreprenör som vann projektet valde en något annorlunda lösning där foghuset flyttades norrut medförande att servicetunneln placerades något högre än i ursprungsförslaget vilket förstås inte förbättrade de bergmekaniska förutsättningarna.

Förfrågningsunderlagets förslagsprojektering var också baserad på konventionell tätspont i stål. Den entreprenör som vann projektet hade en annan lösning baserad på sekantpålar över bergtunnelpåslag och längs långsidorna på schakten där den anslutande platsbyggda betongtunneldelen skulle byggas. Denna förändring medförde större laster på tunneltaken vid bergtunnelpåslagsområdet än vad som hade antagits i den ursprungliga projekteringen vilket medförde att nya beräkningar behövde utföras, både för att hitta lämplig uttagsmetod för bergtunnlarna (trafikverkets ansvar) och som underlag för ett observationsprogram.

Andra konstruktionsgeometriska utmaningar var den omedelbara närheten till Mälaren, bara några få meter från servicetunnelns västra vägg, samt befintliga samhällskritiska konstruktioner som korsar över blivande bergtunnlar i närhet till entreprenadens norra gräns.

Då entreprenaden Söderström bedömdes som mest tidskritisk av Citybanans olika delprojekt handlades den upp först. Speciella säkerhetskrav fanns för att säkerställa att närliggande hus och konstruktioner lämnades oskadade efter arbetets genomförande. Naturligtvis ställdes också speciella krav för att säkerställa att tunnelras med potentiellt efterföljande genombrott av vatten från Mälaren inte inträffade. Konsekvenserna om skador uppstod på samhällskritiska närliggande konstruktioner bedömdes som icke ersättningsbara. Konsekvenserna i händelse av stabilitetsproblem med potentiellt genombrott mot Mälaren bedömdes inte bara medföra stor risk för förlust av liv utan också stora förseningar för hela Citybanan. Sammantaget resulterade alla dessa stora risker i ett extremt försiktigt angreppssätt, speciellt för bergtunneldelarna av projektet.

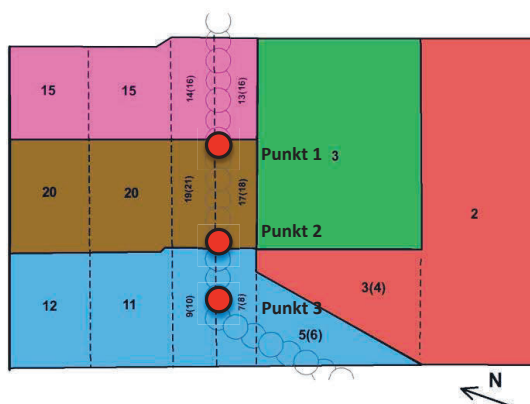
Observationsmetoden

Principiella krav för användande av Observationsmetoden är att det skall finnas ett förväntat beteende, ett observationsprogram och en handlingsplan förberedd utifall observationerna inte stämmer med det som förväntas. I detta projekt utarbetades en maximalt försiktig uttagsordning med succesiv installation av permanenta och temporära konstruktioner med uppgift att stötta berguttaget i väntan på de slutliga slutna betongtunneltvärsnitten under sekantpåleväggen. I princip så var maximal försiktighet redan planerad från start så det fanns inga färdiga reservalternativ om deformationerna mot förmodan skulle överstiga åtgärdsgränserna (alternativ finns dock alltid i form av installation av stämp och andra liknande åtgärder). Däremot fanns det möjligheter för entreprenören att förenkla och minska antalet byggsekvenser om förhållandena visade sig vara bättre än vad som antagits under modellarbetet. I princip kan man sammanfatta strategin som att entreprenören fick planera för det värsta fallet men att det fanns öppningar för förenklingar.

Som underlag för att bedöma lämpligheten i vald uttagssekvens och förväntade deformationer utfördes 3-D FEM beräkningar med programmet MIDAS. Sammantaget utfördes 21 beräkningstapper enligt Tabell 1, se även Figur 2.

Tabell 1: Berguttags- och gjutetapper använda i simuleringarna.
Table 1: Excavation and casting sequence used in the simulations

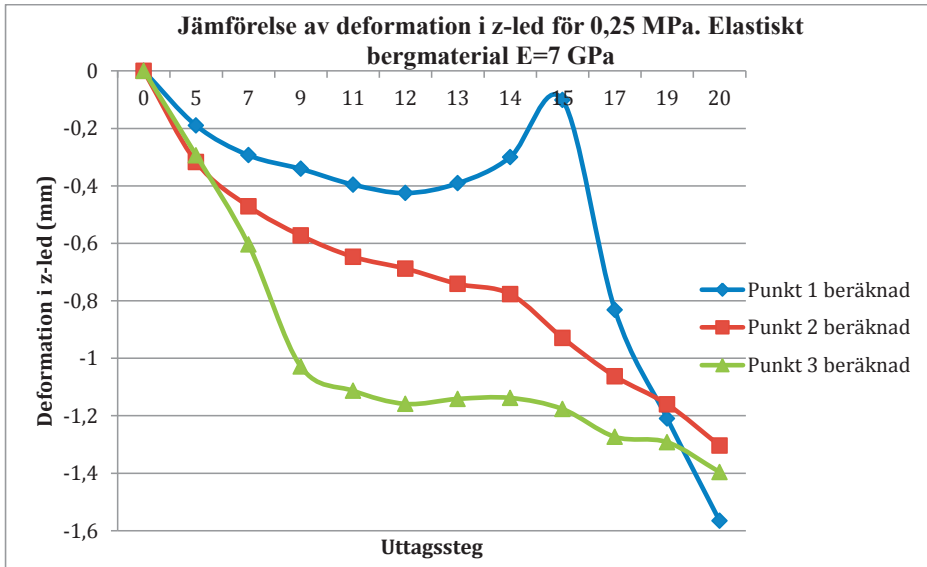
Uttagssteg	Moment
1	Sekantpåleväggen installeras
2	Berguttag av öppna schakten
3	Berguttag. Deformationerna nollställs efter detta steg
4	Gjutning av betong
5	Berguttag
6	Gjutning av betong
7	Berguttag
8	Gjutning av betong
9	Berguttag
10	Gjutning av betong
11	Berguttag
12	Berguttag
13	Berguttag
14	Berguttag
15	Berguttag
16	Gjutning av betong
17	Berguttag
18	Gjutning av betong
19	Berguttag
20	Berguttag
21	Gjutning av betong



Figur 2: Visar de 21 uttagssteg som har modellerats. Siffrorna i parentes anger de steg då betong för respektive sektion gjuts. De tre röda cirkelarna visar var deformationen loggades i modellen.

Figure 2: The Figure shows the 21 excavation steps that were modelled in the simulations. The numbers in parenthesis shows the steps where concrete was casted. The red circles shows where deformations were logged in the simulations.

För varje beräkningsetapp loggades deformationerna på 3 platser i modellen enligt Figur 2. Figur 3 visar endast de beräkningssteg där berguttag sker med start på uttagssteg 5. Den beräknade deformationsutvecklingen visas i Figur 3. De maximala deformationerna i z-led uppkomna under tunneluttaget beräknades till cirka 1,6 mm.



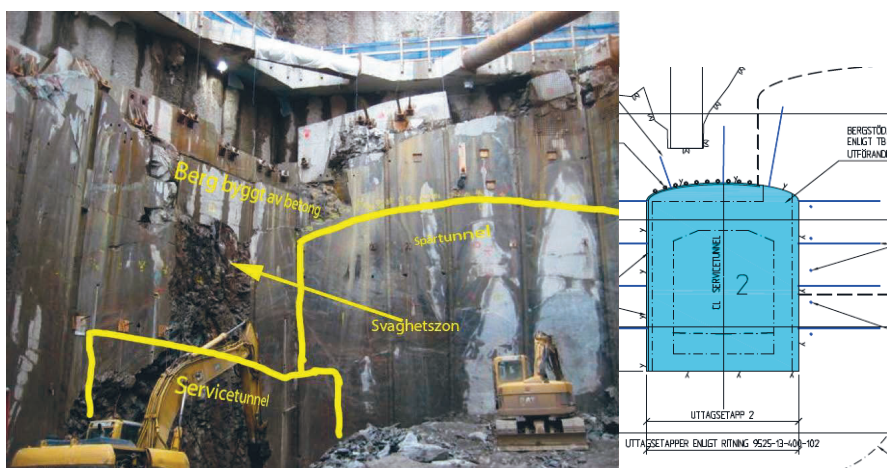
Figur 3: Beräknade vertikala deformationer för 0,25 MPa i initialspänning. Negativ deformation i z-led innebär deformation nedåt. Se Figur 2 för mätpunkternas position.
 Figure 3: Calculated vertical deformations for an initial stress of 0.25 MPa. Negative values means deformation downwards. See Figure 2 for the position of the measuring points.

Utifrån dessa resultat utarbetades en berguttagsplan med maximalt utnyttjande av betongkonstruktioner som stöd under uttaget och ett deformationsbaserat kontrollprogram med mätpunkter och olika åtgärdsnivåer. För att i möjligaste mån förhindra spränginducerade skador på bergmassan och hålla ned vibrationerna i de närliggande samhällskritiska konstruktionerna (även den historiska byggnationen i schaktens direkta omgivning) planerades också att bergkonturer till så stor del som praktiskt möjligt skulle tas ut med sågning.

Genomförande

Under arbetet med byggande av den täta geotekniska stödkonstruktionen (sekanpåleväggar förutom ut mot Riddarfjärden) fastställdes läget av svaghetszonen i påslagsområdet till precis över taket på servicetunnelns bergpåslag. Efter bortschaktningen av det lösa jordmaterialet kunde det också konstateras att bergtäckningen i detta område var mycket lägre än vad som förväntats under projekteringen.

För att hantera situationen byggdes bergtäckningen på med en enkel betonginfyllnad i tillräcklig omfattning för att möjliggöra uppbyggnaden av ett tryckt valv över servicetunneln (se Figur 4).



Figur 4: Det öppna berguttaget avklarad. Observera bygget av berg med betong något till vänster om mitten på bilden.

Figure 4: The open excavation done. Observe the construction of rock with concrete just to the left of the centre of the photo.

Efter bortschaktningen av de lösa jordlagren kunde det också konstateras att bergtäckningen i princip var obefintlig vid spårtunnelns västra anfang (se Figur 4).

För att minska risken för blockutfall i tunneltak projekterades en kompletterande spiling över både servicetunnel och spårtunnel.

Under arbetet påträffades också vad som tolkades som stora sandfyllda uppbrutna skollor på flera platser utanför sekanpåleväggen. För att hantera risken för vattengenombrott via dessa strukturer iscensattes ett omfattande injekteringsprogram från markytan. Injekteringsprogrammet gav inte bara ett tätare berg utan också en bättre uppfattning av bergtäckning och bergkvalité.

Det första av de ursprungliga kraven som kunde lättas var kravet att ta ut servicetunneln innan den vertikala förskärningen för spårtunneln togs fram. Det andra kravet som togs bort var att uttag av spårtunnelns östra pilot tilläts ske före uttag av servicetunneln. Båda dessa lättnader härrörde från att bergmassan under bergschaktuttaget generellt bedömdes vara likartat eller bättre än vad som antagits under projekteringen samtidigt som uppmätta deformationer var låga.

Den ursprungliga planen var att uttaget av servicetunneln skulle stoppas när man nått fram till ovanförliggande sekantpålevägg. Då uppmätta deformationer var måttliga och tunneln i det närmaste helt torr tilläts man passera sekantpåleväggen innan gjutning av tvärsnittet och kunde på så sätt slippa en tidskrävande gjutomgång. Samma sak gällde för uttaget av spårtunnelns båda piloter. Spilingen fungerade som avsett, berget var något bättre än antaget under projekteringen och uppmätta deformationer var små vilket medförde en hel del förenklingar och reduceringar, speciellt avseende antalet gjutomgångar. Se Figur 5, 6 och 7.



Figur 5: Den östra spårtunneln utsprängd och arbete med servicetunneln påbörjat. Observera den stöttande bergpelaren mellan spårtunnel och servicetunnel.

Figure 5: The eastern part of the train tunnel excavated and work with the excavation of the service tunnel started. Observe the supporting rock pillar between the train and service tunnels.



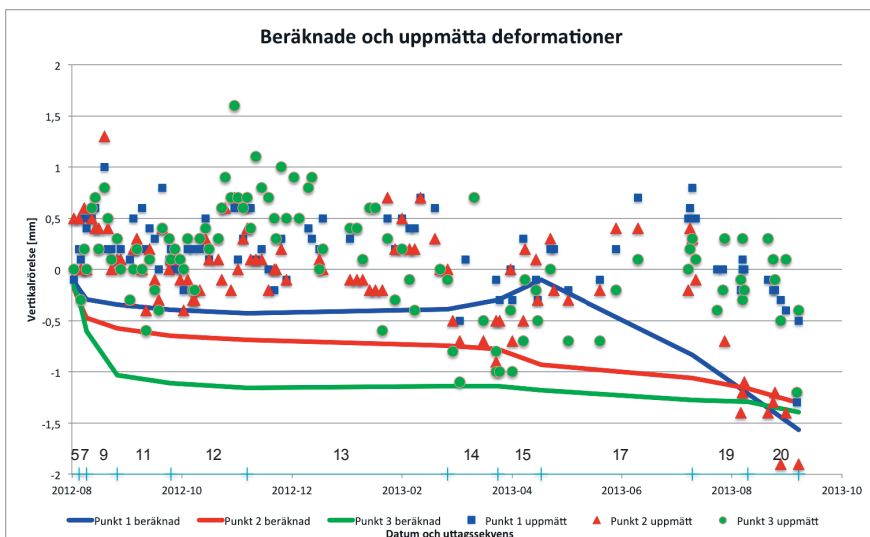
Figur 6: Spårtunneln östra del och servicetunneln uttagna och färdigställda. Observera den stöttande temporära betongväggen som håller upp den gjutna östra halvan av blivande betongtunnelinkragning som går in ungefär 5 m i bergtunneln.

Figure 6: The eastern part of the track tunnel and the service tunnel constructed. Observe the supporting temporary concrete wall that supports the constructed eastern half of the concrete tunnel that goes in around 5 m into the rock tunnel.



Figur 7: Berguttaget för den västra delen av spårtunneln påbörjat.

Figure 7: Rock excavation for the western part of the track tunnel begun.



Figur 8: Jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer.
 Figure 8: Comparison between calculated and measured deformations.

Det kan konstateras att överensstämmelsen mellan förväntade och observerade deformationer är god.

Avslutningsvis

Det kan konstateras att det komplicerade bergguttaget vid Riddarholmen fungerade bra och att tunnlar och schakt kunde konstrueras utan några större missöden. Den ”omvända” observationsmetoden fungerade alltså i detta fall. Det bör också noteras att totalentreprenaden, som efter en del problem omvandlades till ett arbete mera på löpande räkning, resulterade i en väl fungerande samverkan mellan entreprenör och beställare. Denna väl fungerande samverkan med kompetent personal på båda sidor var sannolikt också en starkt bidragande faktor till det lyckosamma bergguttaget men det är en annan historia.

INVERKAN FRÅN SKALA OCH PASSNING PÅ SKJUVHÅLLFASTHETEN FÖR BERGSPRICKOR

Influence from scale and matedness on the peak shear strength of rock joints

Fredrik Johansson, KTH

Sammanfattning

Det är idag allmänt accepterat att skjuvhållfastheten för bergsprickor påverkas av skalan. Ett brottkriterium som beskriver hur sprickans skjuvhållfasthet påverkas av skala och passning till följd av förändringar i kontaktpunkternas storlek och antal utvecklades av Johansson och Stille (2014). Enligt denna modell bör skaleffekten inte existera för perfekt passade sprickor. Vidare indikerar modellen att sprickans passning bör vara av större betydelse för skjuvhållfastheten än provets skala. I syfte att studera hur inverkan från skala och passning påverkar skjuvhållfastheten har en serie skjuvförsök utförts där resultaten sedan jämförts med beräknad skjuvhållfasthet enligt den konceptuella modellen. Resultaten stödjer teorin i den konceptuella modellen som visar att ingen skaleffekt existerar för perfekt passade sprickor samt att sprickans passning har en stor inverkan på skjuvhållfastheten.

Summary

It is today accepted that there exists a scale effect in the peak shear strength of rock joints. A criterion that describes how the peak shear strength is affected by scale and matedness due to changes in the size and number of the contact points on the joint surface was developed by Johansson and Stille (2014). According to this model, the scale effect should not exist for perfectly mated joints. Furthermore, the model indicates that the matedness of the joint has a significant effect on the peak shear strength and that this effect is larger than the scale effect. In order to study how scale and matedness affect the peak shear strength fifteen shear tests have been performed. Thereafter, the results from these shear tests have been compared against the peak shear strength calculated with the conceptual model. The results from the tests support the conceptual model which suggests that no scale effect exist for perfectly mated joints. The results also show that the matedness has a significant impact on the peak shear strength.

1. Inledning

För att kunna analysera bergmekaniska problem är det väsentligt att kunna uppskatta skjuvhållfastheten för sprickplan i bergmassan. 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.

Det är idag allmänt accepterat att skjuvhållfastheten för bergsprickor påverkas av skalan. För att beakta denna skaleffekt föreslog exempelvis Barton och Bandis (1982) att hållfastheten ska reduceras ner till ett sprickplan som kan antas motsvara den genomsnittliga blockstorleken i bergmassan. Den största nackdelen med ovanstående metod är att den 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.

En konceptuell modell som beskriver hur sprickans skjuvhållfasthet påverkas av skala och passning till följd av förändringar i kontaktpunkternas storlek och antal utvecklades av Johansson och Stille (2014) för att studera ovanstående frågeställning. Enligt denna modell bör den direkta skaleffekten vara relativt liten. Istället bör sprickans passning vara av större betydelse för skjuvhållfastheten. Modellens förmåga att uppskatta skjuvhållfastheten vid varierande skala och passning har emellertid inte analyserats mot genomförda skjuvförsök. I följande artikel presenteras resultaten från ett projekt där detta genomförts. Inledningsvis beskrivs den konceptuella modellen. Därefter följer en beskrivning av projektets metodik. Uppskattning av skjuvhållfastheten enligt den konceptuella modellen beskrivs i det efterföljande kapitlet, vilket följs av resultat från utförda skjuvförsök. Slutligen genomförs en jämförelse mellan resultaten från beräkningar och provning och slutsatser presenteras.

2. Konceptuell modell

För att öka förståelsen för hur skala och passning påverkar skjuvhållfastheten för ofyllda och råa sprickytor utvecklades en konceptuell modell av Johansson och Stille (2014). Modellen baseras på adhesionsteori och förståelse kring olika brottmekanismer för enskilda oregelbundheter på sprickytan. Utöver detta baseras den även på en idealiserad beskrivning av sprickytans råhet baserad på fraktalteori, hur storleken på kontaktpunkterna förändras till följd av skala och passning samt hur dilatationsvinkeln förändras i kornskala. Modellen beskriver hur sprickytans tryckhållfasthet och råhet tillsammans med sprickans passning

samverkar för att forma skjuvhållfastheten under en konstant normalspänning. Modellen föreslår även en förklaring till skaleffekten. Den konceptuella modellen tecknas med följande ekvationer:

$$\phi_p = \phi_b + i_n \quad (1)$$

$$i_n = \arctan \left[\tan(i_g) \cdot \left(\frac{L_n}{L_g} \right)^{kH-k} \right] \quad (2)$$

$$i_g = \theta_{\max}^* - 10 \frac{\log \frac{\sigma'_n}{\sigma'_{ci}} - \log A_b}{C} \cdot \theta_{\max}^* \quad (3)$$

Där:

ϕ_p =total friktionsvinkel (°)

ϕ_b =basfriktionsvinkel för en torr och sågad yta(°)

i_n =dilatationsvinkel i provskala (°)

i_g =dilatationsvinkel i kornskala (°)

θ^* =uppmätt lutningsvinkel mot skjuvriktningen på ytans oregelbundheter i kornskala (°) enligt Grasselli (2001).

Hur en skjuvrörelse, u , påverkar passningskonstanten, k , beskrivs med följande ekvation:

$$k = \frac{\log u - \log L_g}{\log L_n - \log L_g} \quad (4)$$

Det bör noteras att värdet på k är kopplat till skjuvdeformationen för den maximala skjuvhållfastheten. Detta innebär att även en perfekt passad spricka är associerad med en viss skjuvrörelse.

3. Metodik

I syfte att studera hur inverkan från skala och passning påverkar skjuvhållfastheten för bergsprickor samt om den konceptuella modellen kan användas för att förutsäga inverkan från dessa parametrar har en serie skjuvförsök utförts där resultaten sedan jämförts med beräknad skjuvhållfasthet enligt den konceptuella modellen.

Den övergripande metodiken för detta arbete kan beskrivas i följande punkter; (1) Utarbetande av försöksupställning, (2) Framtagning av stenprover, (3) Optisk scanning av sprickytor före skjuvförsök, (4) Beräkning av skjuvhållfasthet för prover med konceptuell modell, (5) Skjuvförsök, (6) Optisk scanning av sprickytor efter skjuvförsök, (7) Jämförande analys mellan beräknad och uppmätt skjuvhållfasthet.

Skjuvförsöken har utförts i två olika skalor, $L_n=60$ mm och $L_n=200$ mm. För varje skala utförs försöken dels med perfekt passning och dels med en initial förskjutning på 5 mm mellan provets övre och undre del, vilket motsvarar ett k på 0,48 för 60 mm provet och 0,38 för 200 mm provet. Totalt 12 stycken skjuvförsök har utförts under en normalspänning på 1 MPa, sex stycken i skalan 60x60 mm och sex stycken med skalan 200x200 mm. I varje skala utförs tre försök med perfekt passning mellan sprickans över och underyta och tre prover med 5 mm initial relativ förskjutning mellan sprickans över- och underyta. Dessutom utfördes tre skjuvförsök på plana sågade ytor för bestämning av sprickytans basfriktion.

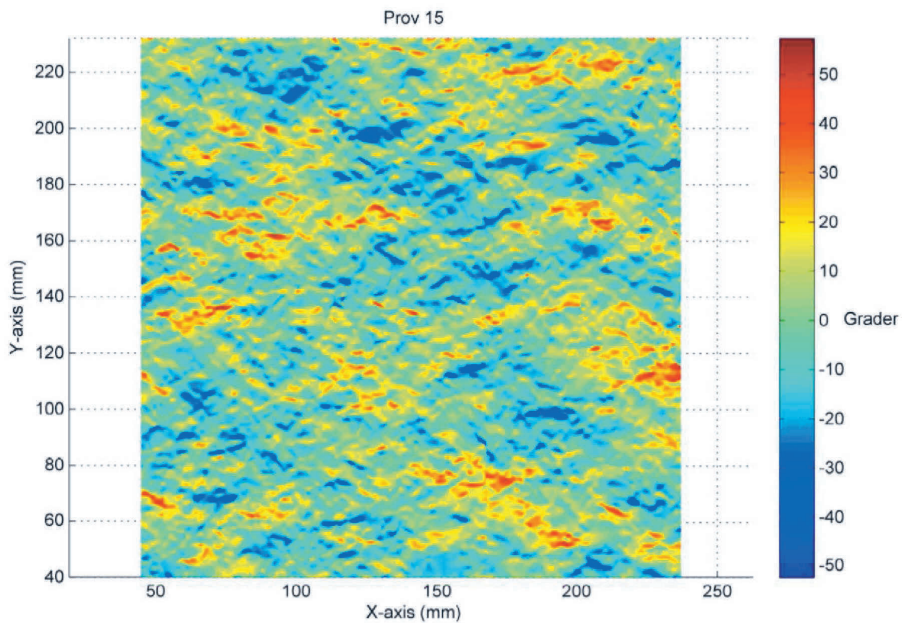
4. Uppskattning av skjuvhållfasthet

I syfte att uppskatta skjuvhållfastheten med den konceptuella modellen har sprickytorna på de provkroppar som ska skjuvas först uppmätts med optisk scanning. Baserat på dessa data togs parametrar som beskriver råheten fram och därefter bestämdes skjuvhållfastheten för provkropparna med den konceptuella modellen för den normalspänning som används vid skjuvförsöken.

För att ta fram provkroppar inköptes granit från VE sten i Stockholm. Stenarna kommer ursprungligen från stenbrottet i Flivik mellan Oskarshamn och Västervik. Bergarten utgörs av medel- till grovkornig granit. För att erhålla en spricka med perfekt passning spräcktes först de sågade bergblocken

För att kunna uppskatta skjuvhållfastheten med den konceptuella modellen krävs kunskap om sprickytans råhet i kornskala för fyra olika parameterar, θ^*_{\max} , C , A_0 och H . För att möjliggöra bestämning av ovanstående parameterar har sprickytorna för samtliga prover uppmätts med optisk scanning. Scanningen utfördes av Kenneth Strand på Swerea i Luleå med systemet ATOS III.

Data från den optiska canningen användes för att generera sprickytorna med en upplösning på 0,5x0,5 mm. Det har i detta arbete antagits att denna skala kan approximeras med granitens kornskala. Återskapandet av sprickytan och övriga analyser av data har utförts med programmet MATLAB (Mathworks 2011). Baserat på de återskapade ytorna togs parameterar som beskriver ytråheten fram.



Figur 1 Lutningvinklar mot skjuvriktning för undre delen av prov 15.

Baserat på resultaten från analysen av sprickytornas råhet tillsammans med data avseende normalspänning, sprickytans enaxiella tryckhållfasthet, passning och friktionsvinklens

basfriktion har den totala friktionsvinkeln för proverna uppskattats med den konceptuella modellen enligt ekvation 1 till 4.

Basfriktionsvinkeln antogs initiiellt till 33 grader baserat på de värden som anges av Barton och Choubey (1977). Normalspänningen för samtliga prover uppgår till 1 MPa. Den enaxiella tryckhållfastheten är satt till 125 MPa baserat på resultat från Schmidt rebound index utförda på sprickyterna enligt Barton and Choubey (1977). Medelvärden på A_0 , C , θ^*_{\max} och H för varje prov baserat på data från optisk scanning användes för beskrivning av ytråhet i kornskala. Resultaten från beräkningarna presenteras i Tabell 1.

Tabell 1 Beräknad mobiliserad friktionsvinkel enligt konceptuell modell.

Prov	Perfekt passning	
	ϕ_{peak} Skala 60 mm	ϕ_{peak} Skala 200 mm
1	65,0°	67,6°
2	68,7°	69,2°
3	66,1°	64,6°
Prov	Delvis opassade (5 mm förskjutning)	
	ϕ_{peak} 60 mm	ϕ_{peak} 200 mm
1	49,8°	47,7°
2	48,9°	47,7°
3	39,9°	53,1°

5. Skjuvprovning

Skjuvförsöken i skala 60x60 mm har utförts på SP, Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, i Borås och skjuvförsöken i skala 200x200 mm har utförts på Complab vid Luleå Tekniska Universitet. Orsaken till detta är att skjuvboxen i Luleå är mer lämpad för provning i större skala medan skjuvboxen i Borås är mer lämpad för provning i mindre skala.

Vid SP skjuvades de sex proverna med dimension 60x60 mm samt de tre proverna som utfördes för att bestämma basfriktionsvinkeln för en plan sågad yta. Vid Complab i LTU skjuvades de sex proverna med dimensionen 200x200 mm. Skjuvförsöken utfördes med en konstant normalspänning på 1 MPa.

Som tidigare beskrivits har skjuvförsöken indelats i fyra grupper (exklusive proven med sågad yta) med tre prov i varje grupp; (1) 60x60 mm med perfekt passning (2) 60x60 mm med 5 mm initiell förskjutning mellan över och underyta (3) 200x200 mm med perfekt passning och (4) 200x200 med 5 mm initiell förskjutning mellan över och underyta.

Under skjuvförsöket loggades normalspänning, σ_n , skjuvspänning, τ , skjuvdeformation, δ_s , samt normaldeformation, δ_n . Dilatationsvinkeln under försöket beräknades med nedanstående ekvation:

$$i = \arctan\left(\frac{\Delta\delta_n}{\Delta\delta_s}\right) \quad (5)$$

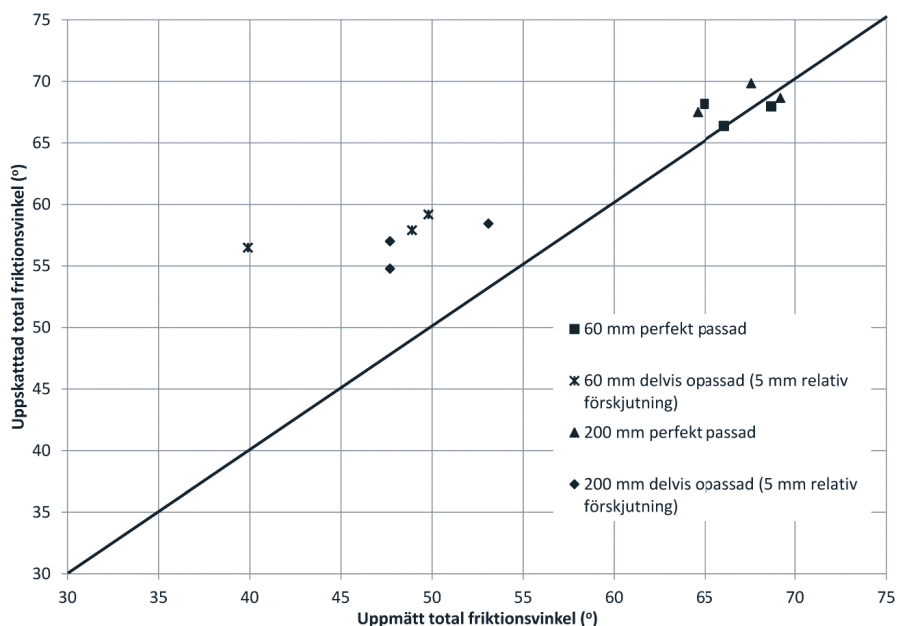
Där $\Delta\delta_n$ är ökningen i normalriktningen för en given ökning av skjuvdeformationen, $\Delta\delta_s$. Ökningen i skjuvdeformationen valdes till 0,1 mm. Skjuvhastigheten i försöket valdes till 0,1 mm/min och data loggades 10 gånger per sekund. Under skjuvningen sker en reduktion i total kontaktarea mellan provets under och överyta vilken successivt medräknades genom att kontinuerligt uppdatera arean, vilket därefter används för beräkning av normalspänning. Skjuvförsöket utfördes med en skjuvdeformation på minst 5 mm. Resultaten presenteras med en maximal mobiliserad friktionsvinkel ϕ_{peak} i Tabell 2.

Tabell 2 Maximal mobiliserad friktionsvinkel uppmätt vid utförda skjuvförsök.

Prov	Perfekt passning	
	ϕ_{peak} Skala 60 mm	ϕ_{peak} Skala 200 mm
1	65,0°	67,6°
2	68,7°	69,2°
3	66,1°	64,6°
Prov	Delvis opassade (5 mm förskjutning)	
	ϕ_{peak} 60 mm	ϕ_{peak} 200 mm
1	49,8°	47,7°
2	48,9°	47,7°
3	39,9°	53,1°

6. Jämförelse mellan uppmätt och uppskattad skjuvhållfasthet

I syfte att undersöka om den konceptuella modellen på ett korrekt sätt kan uppskatta skjuvhållfastheten för sprickor vid olika skalor och med olika passning har en jämförelse utförts mellan uppskattad och uppmätt skjuvhållfasthet. Jämförelsen har utförts mellan de värden som uppskattats med den konceptuella modellen på de tolv provkropparna och de värden som erhållits på motsvarande provkroppar i skjuvförsök. Resultaten från denna jämförelse redovisas i Figur 2.

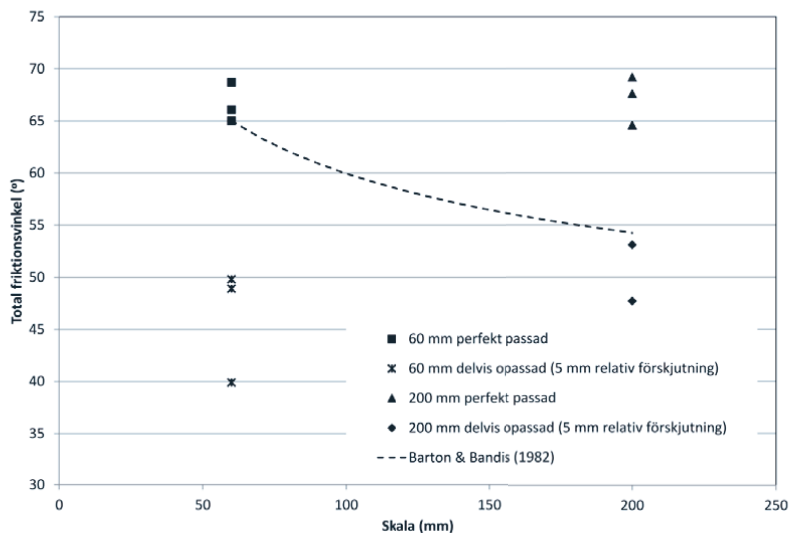


Figur 2 Jämförelse mellan uppskattad och uppmätt total friktionsvinkel.

Resultaten visar på en god överensstämmelse mellan uppskattad och uppmätt skjuvhållfasthet för de perfekt passade proverna. Ingen skillnad i hållfasthet kan observeras mellan det lilla och det stora provet, vilket är i linje med de principiella beteende som förutsågs med den konceptuella modellen.

För de delvis opassade proverna är överensstämmelsen sämre. För fem av sex prover är de uppskattade totala friktionsvinklarna cirka 8 grader högre än de uppmätta. För det sjätte provet är avvikelserna högre med en avvikelse på 12 grader. Orsaken till denna avvikelse är oklar. Det är möjligt att mindre, delvis opassade prover, har färre kontaktpunkter vilket innebär att en större variation i skjuvhållfastheten kan uppstå och att den uppmätta avvikelserna skulle kunna vara en effekt av detta. Fler prover behöver emellertid genomföras innan några slutsatser kan dras huruvida så är fallet. Trots avvikelserna är emellertid det principiella beteendet korrekt med en sänkning av skjuvhållfastheten på grund av den försämrade passningen.

Ingen skaleffekt har observerats, varken för de prover med en perfekt passning eller för de prover med sämre passning. Detta var i linje med det principiella beteendet enligt den konceptuella modellen. Resultatet väcker dock frågan vilken parameter som är av intresse för att uppskatta skjuvhållfastheten. I dagsläget finns det en allmänt utbredd acceptans att det existerar en skaleffekt för skjuvhållfastheten för bergsprickor. De erhållna resultaten innebär att detta kan ifrågasättas. Är det en ren skaleffekt som har observerats i tidigare analyser av exempelvis Bandis et al. (1981), eller är det en effekt av en sämre passning för större sprickor, vilket bl.a. föreslagits av Zhao (1997). I Figur 3 redovisas total friktionsvinkel från de utförda skjuvförsöken mot provskala.



Figur 3 Observerad total friktionsvinkel mot skala.

I figuren har även en korrigeringsfaktor för skala enligt Barton och Bandis (1982) lagts in. Linjen utgår från en total friktionsvinkel på 65° i skalan 60 mm, där basfriktionen antagits till 30° . Studeras linjen för skalkorrigeringsfaktor kan det observeras att den sammanfaller relativt väl överens med resultaten för proverna i skala 200 mm med en relativ förskjutning på 5 mm mellan över och underyta. Detta stödjer möjligheten att tidigare observationer av en skaleffekt istället kan vara en effekt av en försämrade passning. Om så är fallet bör aperturen eller passningen finnas med i de kriterier som uppskattar skjuvhållfastheten för bergsprickor om den ska kunna uppskattas på ett korrekt sätt.

Proverna i denna studie utgjordes av små prover i skala 60 och 200 mm som provats i laboratorium. Det är emellertid även viktigt att kunna bestämma skjuvhållfastheten för naturliga sprickor i fält med hänsyn till deras storskaliga ondulation. Den konceptuella modellen som använts i denna studie för att uppskatta skjuvhållfastheten är uppbyggd av två delar med avseende på skala; en antagen kornskala baserad på optisk scanning samt en konstant, H , som beskriver hur förhållande mellan höjd och längd förändras vid olika skalor för oregelbundheter på sprickytan. Med parametrarna A_0 och θ^* i kornskala beskrivs potentiell kontaktarea mot skjuvriktningen för en scannad yta. Detta innebär sannolikt att större oregelbundheter kan beaktas om sprickytan har scannats och medräknats i dessa parametrar. Det är emellertid tveksamt om det praktiskt kan genomföras för naturliga sprickor i bergmassan. Möjligen kan exponerade sprickytor scannas, vilket kan generera möjliga intervall för att beakta inverkan från storskaliga oregelbundheter. För råheten har det emellertid observerats i studier av exempelvis Fardin et al. (2004) att det kan existera stationära trösklar. I studierna av Fardin et al. (2004) observerades en stationär tröskel vid skalan 3 m. Detta skulle innebära att modellens giltighet skulle gälla upp till dessa skalor. Mer forskning behövs emellertid innan det med större säkerhet går att bestämma troliga värden på den stationära trösklen för råheten.

7. Slutsatser

En konceptuell modell för skjuvhållfastheten för råa och ovittrade sprickor i hårt berg utvecklades av Johansson och Stille (2014). Modellen föreslår att ingen skaleffekt bör observeras för sprickor med perfekt passning eller med en initieell konstant passning. I syfte att undersöka ovanstående påståenden genomfördes totalt tolv skjuvförsök, sex stycken i skala 60 mm och sex stycken i skala 200 mm. I varje skala genomfördes tre skjuvförsök med perfekt passning och tre skjuvförsök som var delvis opassade. Slutsatserna från studien visar att:

- De erhållna resultaten stödjer teorin i den konceptuella modellen som visar att ingen skaleffekt existerar för perfekt passade sprickor samt att sprickans passning har en stor inverkan på skjuvhållfastheten.
- Fortsatt forskning bör undersöka om sprickans apertur är en mer relevant parameter än sprickans skala då skjuvhållfastheten ska bestämmas.
- Fortsatt forskning behövs även för att med större säkerhet bestämma möjliga värden på den stationära tröskeln för sprickors råhet i syfte att bestämma modellens giltighet i större skalor.

8. Författarens tack och finansiärer

Författaren skulle vilja tacka Rolf Christiansson, SKB, samt Lars Jacobsson, SP, för de synpunkter och råd som de gav under arbetes gång. Vidare vill jag tacka personalen på Complab i Luleå samt på SP för utförande av skjuvförsöken, samt till Kenneth Strand på Swerea Sicomp i Luleå för utförande av optisk scanning. Även ett stort tack ges till VE Sten för värdefull hjälp med stenproverna.

Denna forskning har finansierats av BeFo, Stiftelsen Bergteknisk forskning och SVC, Svenskt Vattenkraftscenter. SVC har etablerats av Energimyndigheten, Elforsk samt Svenska kraftnät tillsammans med Luleå Tekniska Universitet, Kungliga Tekniska Högskolan, Chalmers Tekniska Högskola och Uppsala universitet. www.svc.nu.

9. Referenser

Barton N, Choubey V. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech* 1977;10:1-54.

Bandis S, Lumsden AC, Barton NR. Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 18(1):1-21.

Barton N, Bandis SC. Effect of block size on the shear behaviour of jointed rock, 23rd U.S. Symp. on Rock Mech. Berkeley, California. 1982. p. 739-760.

Bruce I.G., Cruden D.M., Eaton T.M. (1989). Use of a tilting table to determine the basic friction angle of hard rock samples. *Can. Geotech. J.* Vol. 26, pp. 474-479.

Fardin N., Feng Q., Stephansson O. (2004) Application of a new in situ 3D laser scanner to study the scale effect on the rock joint surface roughness. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 41:329-335.

Grasselli G. Shear strength of rock joints based on quantified surface description. Doctoral Thesis, EPFL, Lausanne. 2001.

Johansson F., Stille, H. (2014) A conceptual model for the peak shear strength of fresh and unweathered rock joints. Submitted to *Int. J. of Rock Mech. Min. Sci.*

Mathworks (2011) Matlab, Version 7.12.0.635 (R2011a).

Zhao J. Joint surface Matching and shear strength, Part B: JRC-JMC Shear Strength Criterion. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 1997;34(2):173-178.

GRUNDLÄGGANDE EGENSKAPER FÖR INJEKTERING OCH INTRÄNGNING AV BRUK

Fundamentals around grouting and penetration of grout

Johan Funehag, Chalmers tekniska högskola

Johan Thörn, Chalmers tekniska högskola

Sammanfattning

Injektering i hårt berg inkluderar bland andra vetenskaper som flöde av vätskor, reologi, hydrogeologi, materialkännedom och geologi. Att faktiskt förstå och ha en känsla för hur flöde fungerar i sprickor är viktigt. Detta kan lätt glömmas av och energi läggs allt som oftast på andra delar, exempelvis på materialkännedom. Denna artikel syftar till att beskriva hur flöde sker i sprickor och bör kunna bidra till en känsla av hur flödet av bruk faktiskt sker. Artikeln utgår från framtagna samband för spridning baserat på Binghamflöden för att beskriva hur yttre händelser som kan uppträda vid vanlig injektering kan påverka spridningen. En verifiering av inträngningslängder i en nyligen tillverkad sprickmodell används för att visa hur ett Binghamflöde beter sig. Både spridning och hur ett sambandshål påverkar spridningen visas samt hur detta kan påverka designkriterier.

Presentationen innefattar filmvisning av injekteringsflöde i sprickmodellen syftar till att belysa hur teoretiska beräkningar kan användas som modeller för bruksspridning (filmerna hålls tillgängliga på www.chalmers.se/hydrogeologi-injektering).

Abstract

Grouting of hard rock involves sciences like fluid-flow, rheology, hydrogeology, material science and geology. Lately, it sometimes seems like that we have forgotten how fluids behave in fractures and more efforts are spent on the other sciences. The aim of this paper is to show fluid flow behavior. The paper use penetration equations for bingham flow to assess circumstances encountered in real grouting works. A verification of the spreading of grout in a geometrically known replica is shown and used to address the basics of a bingham flow. Both spreading and how a connected borehole affects the penetration will be discussed. How grouting works can be adapted to fulfill the requirements of spreading will be concluded.

The movies of the spreading that is shown during the presentation will bring light to the concepts of theoretical grout spread (available afterwards at www.chalmers.se/hydrogeology-grouting)

Inledning

Injektering i hårt berg innefattar många olika ämnesområden; materialkunskap, hydrogeologi, maskinkunskap, flödesegenskaper etc. För att få en effektiv och fungerande injektering behövs viss förståelse inom alla områden. Forskningen och förståelsen som ofta baseras på redan befintligt kunnande/utförande har kommit långt. Vi kan nu beskriva en bergmassa passande injektering, vi kan bestämma egenskaper på bruk och vilken brukstyp som är lämpligast för ett aktuellt jobb, vi kan sätta, till viss del, krav på utrustning som bör användas. Att beskriva vad som sker inne i sprickan är vi sämre på. Däremot för att kunna optimera injekteringen behövs förståelse om flöde i sprickor samt vilka begränsningar och problem som kan uppstå vid injektering.

Ett antal olika ”fenomen” som faktiskt händer i varje tunnelprojekt är utgångspunkt för denna artikel. De fenomen som hanteras här är specifikt ytläckage och sambandshål. Vidare kommer erosion av injekteringsbruk att belysas mer översiktligt. Med ytläckage menas att injekteringsmedel kommer via en spricka tillbaka in i tunneln. Med sambandshål menas att medan injektering sker i ett borrhål så kommer injekteringsmedel ut i ett annat borrhål. Med erosion av injekteringsmedel menas att bruket under pågående injektering på något sätt eroderas (minskar i utbredning) eller späds ut.

Grundläggande samband

En del av injekteringsbranschen väljer att följa konceptet/metoden för ett bruks inträngningslängd. Det grundläggande är att den maximala inträngningslängden beror av pålagt tryck, Δp [Pa], sprickvidden, b [m] samt skjuvgränsen på bruket, τ_0 [Pa] (Lombardi, 1985, Hässler, 1991). Som noteras så är inte tiden en del av denna grundläggande konceptualisering. Förståelse för hur dessa parametrar påverkar inträngningslängden kommer ganska enkelt, till exempel ökar sprickvidden blir inträngningslängden längre och görs bruket styvare så blir inträngningslängden kortare.

Injekteringsdesign baserat på inträngningslängd för cementbruk

Det är lätt att inse att tiden för injektering har en stor påverkan på inträngningslängden. I numeriska beräkningar kan tiden lätt inkorporeras som en faktor. För att lösa detta så togs binghampluggens tillväxt in. Antagandet var då att när binghampluggen vuxit till så den är lika bred som sprickvidden så stannar bruksflödet av, se bland annat (Hässler, 1991). För att analytiskt räkna ut inträngningslängden är det lite mer komplicerat.

Den flödesrelaterade parameter som har en tidskomponent är viskositeten med enheten Pa·s. Gustafson och Claesson (2004) och Gustafson et al. (2013) beskriver hur inträngningslängden beror av tiden. Härledning av sambanden återfinns i dessa. De mest användbara slutsatserna är följande:

Den maximala inträngningslängden, $I_{max,cement}$, som kan nås utan begränsning av den effektiva injekteringstiden kan beräknas som:

$$I_{\max, \text{cement}} = \frac{\Delta p \cdot b}{2\tau_0} \quad (\text{ekv 1})$$

Att nå full inträngningslängd enligt ekvation 1 är endast möjligt om man bortser från att att bruket hårdar, och den effektiva injekteringstiden för att nå dit skulle bli mycket lång. Inträngningen sker snabbast i början av förloppet och den beror av den effektiva injekteringstiden i enlighet med nedanstående ekvationer (2-4).

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

t_0 är en karakteristisk tid som relateras till brukets viskositet, μ_g , och flytgräns, τ_0 , samt till injekteringsövertrycket, Δp . Den karakteristiska tiden har enheten sekunder. För att kunna beräkna inträngningslängden omvandlas den karakteristiska tiden till en dimensionslös tid, t_D , genom att relatera den effektiva injekteringstiden, t , till den ovan beskrivna karakteristiska tiden.

$$t_D = \frac{t}{t_0} \quad (\text{ekv 3})$$

Genom att ansätta en önskvärd effektiv injekteringstid, fås ett värde på den dimensionslösa tiden. Denna används i ekvation 4 för att ta fram beräkningsfaktorn för tvådimensionellt flöde och ansatt effektiv injekteringstid, θ_{2D} samt för endimensionellt flöde (flöde i kanaler), θ_{1D}

$$\theta_{2D} = \frac{t_D}{2(3+t_D)} \quad \text{och} \quad \theta_{1D} = \frac{t_D}{2(0,6+t_D)} \quad (\text{ekv 4})$$

Beräkningsfaktorn, θ , används sedan för att beräkna den dimensionslösa inträngningslängden för tvådimensionellt flöde och ansatt effektiv injekteringstid, I_D .

$$I_D = \sqrt{\theta^2 + 4\theta} - \theta \quad (\text{ekv 5})$$

Den dimensionslösa inträngningslängden beskrivs med ett värde mellan 0 och 1 som sedan används för att utgående från den maximala inträngningslängden, $I_{\max, \text{cement}}$ enligt ekvation 1. Då erhålls för den ansatta effektiva injekteringstiden den aktuella inträngningslängden I_{2D} med enheten meter;

$$I_{2D} = I_{D,2D} \times I_{\max, \text{cement}} \quad (\text{ekv 6})$$

Det inses lätt att när hänsyn tas till den effektiva injekteringstiden blir inträngningslängden alltid kortare än den maximala beräknade inträngningslängden.

Innebörden

När ett borrhål injekteras fås inträngning i alla sprickor samtidigt möjligen undantaget det ovanliga fallet att en spricka som korsar borrhålet har en större sprickvidd än borrhålet i sig själv.

Relaterar man inträngningslängden till sprickvidd så är den relativa inträngningslängden *alltid lika* lång i alla sprickor, $I_D = \text{konstant}$. Som ett exempel, ekvation 1 ger att om sprickvidden ökas från 100 till 200 μm med tryck och skjuvgräns konstanta blir den maximala inträngningen dubbelt så lång i 200 μm jämfört med 100 μm .

Viskositeten, alltså trögheten, styr hastigheten på inträngning. en. En hög viskositet ger en långsammare inträngning, en snabbare tryckupbyggnad vid pumpen och mer motståndskraftig mot utspädning. Det motsatta gäller också.

Skjuvgränsen bestämmer i princip hur lång inträngningslängd man får. En hög skjuvgräns ger kortare inträngning och därmed mindre bruksåtgång.

Använda i designarbete och uppföljning

Förinjektering innebär traditionellt sett att 20-25 m långa injekteringshål borrar framför tunnelstuff med ett stick på 4-5 m. Denna geometri används oftast oavsett vilken riktning de vattenförande sprickorna har. Vid svårare passager och hårda krav på inläckage till tunneln kan ett längre överlapp mellan skärmarna än de vanliga 5 m användas. Design av förinjektering kan göras på följande sätt:

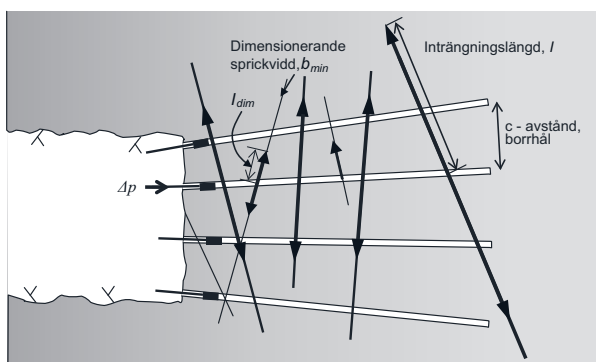
Utifrån upprättad geohydrologisk prognos för berget fås information om vilket täthetskrav som är ställda på tunneln och vilka injekteringsmedel som bör vara mest lämpliga för tunneln.

Berget- sprickvidder och grundvattentryck ger minsta erforderliga spricka som är nödvändig att täta för att klara inläckagemålet. Detta uppnås genom att anpassa nedanstående grupper av designparametrar inom deras respektive rimliga/möjliga gränser.

- **Skärmgeometrin-** Antal borrhål, borrhålens spridning och riktning, stick, spetsavstånd.
- **Injekteringstekniken-** injekteringstryck och injekteringstid. Lämplig utrustning.
- **Injekteringsmaterial-** Cement (och/eller silica sol/annat fintättningsmedel), viskositet (-viskositetstillväxt), skjuvgräns (geltid).

De ovanstående faktorerna är summerade i Figur 1. Slutmålet i designarbetet är att beräkna fram en inträngningslängd i den dimensionerande sprickvidden. Den dimensionerande sprickvidden är den minsta sprickvidd som behöver tätas för att nå täthetskravet som ställts på tunneln. Den kan identifieras exempelvis genom analyser av platsspecifik kärnkartering med tillhörande hydrotester och användning av pareto-

fördelningen (se Gustafson et.al 2004 och Claesson et.al 2013). Fransson et al. (2012) ger en sammanfattande beskrivning av delstegen.



Figur 1. Schematisk bild över hur design av en injektering med dess ingående faktorer åskådliggörs.

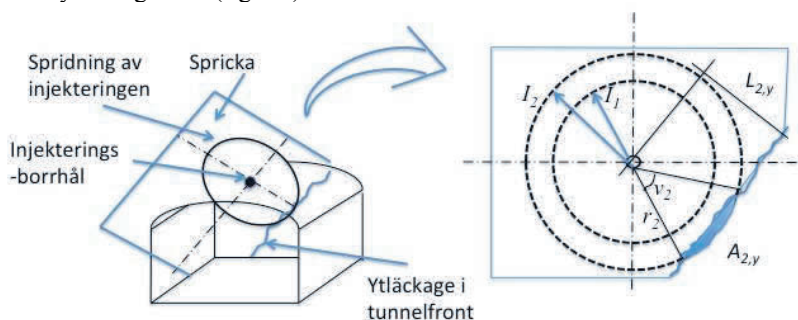
Figure 1. Sketch visualizing grouting design parameters.

Ett överlapp av injekteringsmedlet i den dimensionerande sprickan antas, säg 50% och via detta kan ett c- avstånd mellan borrhålen beräknas som $l=1,25 \times \text{ÖL}$ (ÖL=överlapp). Givet den erforderliga inträngningslängden kan tryck och tid beräknas.

Bruksegenskaperna kan väljas för att minimera bruksåtgång och även så att utspädning och erosion minimeras, se vidare Axelsson (2009).

Beskrivning av ytläckage och sambandshål

En spricka som mynnar ut i tunnelfront kan ge upphov till ett ytläckage. Självklart kan det också ske via flera konnekterade sprickor. I nedanstående figur visas schematiskt hur ett ytläckage sker (figur 2).



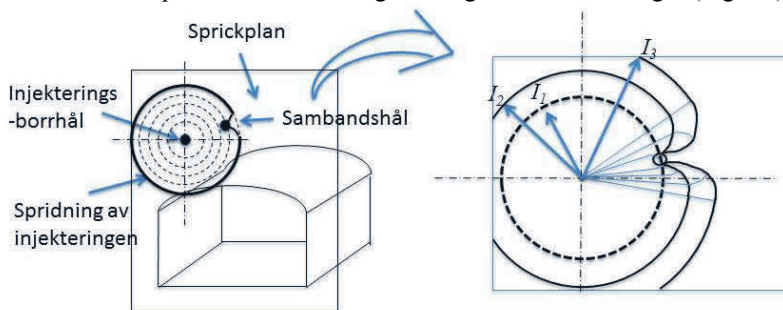
Figur 2. Schematisk bild över ytläckage, vänster samt en beskrivning av förutsättningar för ytläckage, höger.

Figure 2. Left: Sketch of surface leakage. Right: a description of the conditions for a surface leakage.

I högra delen av Figur 2 ser vi att vid inträngningslängd, I_1 har ytläckaget ännu inte nåtts, alltså är den radiella spridningen opåverkad av ytläckaget. Vid inträngningslängd, I_2 , har en viss del av injekteringsmedlet runnit ut via ytläckaget, nämligen andelen $A_{2,y}/A_2$. Där $A_{2,y}$ är cirkelsegmentets area och A_2 är hela cirkelns area. Avståndet L_{2y} är det vinkelräta avståndet mellan ytläckaget och borrhålet. Denna används för att bestämma arean av cirkelsegmentet.

Om sprickans vidd varken påverkas av injekteringstrycket eller att öppningen på sprickan är större mot tunnelfront kommer andelen som rinner ut via ytläckaget vara lika liten hela tiden så länge inträngning sker. Således kan förhållandet mellan injekteringsvolym och volymen som "rinner" ut via ytläckaget bestämmas. Ju närmare borrhålet är ytläckaget ju större blir volymen som rinner ut men blir aldrig större än halva volymen. Detta förutsätter dock förenklingen att den hydrauliska gradient in mot tunneln är noll vilket aldrig är fallet, men för fallet förinjektering med en salva överlapp av injekteringskärmarna kan gradienten åtminstone bli låg. I figur 2 antas också gradienten vara noll, annars skulle spridningen anta en oval form.

Ett sambandshål fungerar i princip på samma sätt som ett ytläckage men borrhålet är en punktkälla. Sambandshålet står i kontakt med atmosfärstryck vilket får antas vara konstant. Konceptuellt skulle det fungera enligt nedanstående figur (Figur 3).

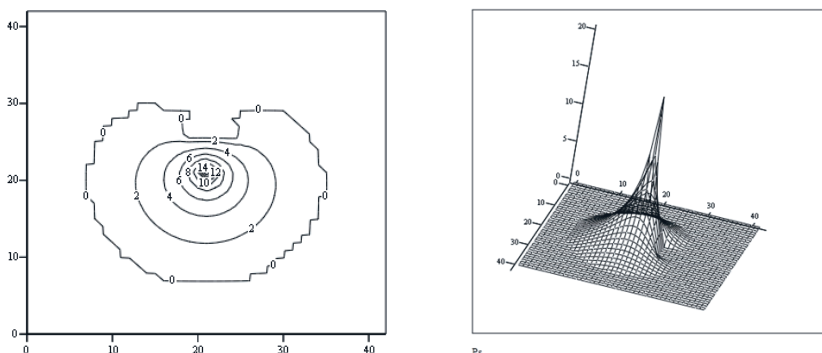


Figur 3. Principiell bild över hur ett sambandshål påverkar injekteringsflödet.
Figure 3. Sketch of the influence from connected boreholes on the grout spread.

Inträngningslängden, I i bilden ovan förhåller sig $I_3 > I_2 > I_1$ och tidsteget är lika stort mellan dem. Låtes inträngningen fortsätta kommer injekteringsflödet att sluta sig bakom sambandshålet. På samma sätt som för ytläckage kan den påverkade volymen beräknas geometriskt men beräkningen blir här svårare. Det kan dock sägas att den påverkade volymen är betydligt mindre än för ytläckage.

Både ytläckage och sambandshål exemplifieras i Figur 4 där ett sambandshål av storleken 3×200 mm modellerades på ett avstånd 0,5 m från det injekterade borrhålet, se Funehag (2007), det är alltså att betrakta som ett jättestort sambandshål eller ett litet ytläckage. Det aktuella försöket utfördes med silica sol och brukets inträngning modellerades som för en newtonvätska med tillväxt av viskositet. Formen av

spridningen i Figur 4 liknar ett äpple. Injekteringstiden är 24 min och spridningen är ca 0,75 m i en sprickvidd på 50 μm och ett övertryck på 2 bar. För ytterligare data hänvisas till Funehag, (2007). Värt att nämna är att spridningen till sambandshålet tog ca 2,5 min och tätningen i sprickan kunde bekräftas genom borrande av ytterligare kärnborrhål tillsammans med hydrauliska tester.



Figur 4. Beräkningen i FDM för spridningen av injekteringsbruk (silica sol) runt ett injekteringsborrhål och påverkan av ett större sambandshål. Vänster, x-y diagram av spridningen där 0 linjen motsvarar injekteringsfronten, sambandshålet är i ovankant. Höger, tryckfördelningen över det injekterade område, sambandshålet är sett snett neråt och åt höger i bilden.

Figure 4. A finite difference model (FDM) for grout spread (silica sol) around a grouting borehole and the effect of a large connected borehole. The left-hand part is a contour plot of the grout spread where the pressure = 0 contour represent the grout front. The right-hand part is a 3D representation of the pressure (connected borehole in the lower-left portion of the cone)

Innebörden

Den praktiska innebörden är att ett ytläckage ”stjäl” inte *allt* bruk. Om trycket kan bibehållas och den mängd bruk som rinner ut *inte* utgör ett hinder mot vad som tillåts enligt arbetsmiljön och miljöpolicy för projektet bör injekteringen fortgå tills designkriterier uppnås.

Sambandshål eller liknande stjäl inte heller allt bruk. De kan istället användas som observation och bevis att inträngningen nått en viss längd. En hantering för att kunna nyttja sambandshålet för fortsatt injektering kan utarbetas. Det är inte nödvändigt att förkasta borrhålet och se det som misslyckande. Injektering bör även här fortgå tills designkriterier uppnåtts.

Sprickmodell

Att verifiera inträngningslängden av cementbruk radiellt har länge varit en fråga för forskningen. Tidigare har en sprickmodell byggts och använts för hydraulisk karakterisering och beskriva vattnets eroderande krafter (Fransson, 2001 resp Axelsson, 2009). Den befintliga modellen hade en verklighetstrogen variation av sprickvidden, men för stor hydraulisk sprickvidd för att kunna noggrant beräkna spridningen (det krävdes väldigt låga injekteringstryck). En ny större planparallell modell byggdes på Chalmers (Johan Thörn) under våren 2013. Sprickvidden kan ändras genom att montera brickor (shimsbrickor) av känd tjocklek (0,100, 0,050 respektive 0,025 mm) mellan två plexiglasskivor. Här användes flera bultar och tjocka plexiglasskivor för att förhindra i rimligaste mån utvidgning av sprickvidden under injektering. Injekteringen görs via ett hål (diameter 50 mm). I Figur 5 visas storleken på sprickmodellen samt ett av försöken med bruksspridning. Uppströms (höger i figur 5) och nedströms (vänster i figur 5) finns kanaler med en vidd på flera mm. Dessa används för att samla upp bruket samt simulera ytläckage. Nedströmskanalen är ansluten till en slasktank som kan trycksättas, och uppströmskanalen är ansluten till en vattentank. Vidare finns ett hål på ett avstånd på ca 80 cm från injekteringshålet som efterliknar ett sambandshål. Detta kan antingen stängas eller hållas öppet.

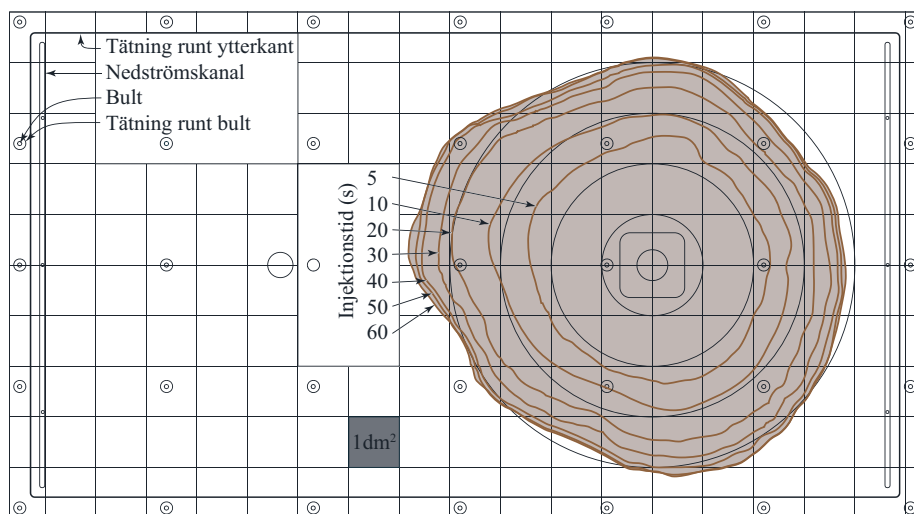
Rengöring av sprickan görs genom att spola vatten från uppströmssidan vilket eroderar bruket och rengör sprickan. Den pålagda strömningen av vatten används för att erhålla en viss gradient (vilken kan bestämmas) över sprickan. Detta används också för att demonstrera hur inträngningen påverkas om den utförs i ett gradientfält. Innan varje injektering görs en hydraulisk karakterisering av sprickan med hjälp av en vattenförlustmätning. Från vattenförlustmätningen bestäms den hydrauliska sprickvidden vilken utgör en ingångsparameter till val av inträngningslängd att studera.

Resultat

Resultaten baseras på verifikationer av inträngningslängder av cementbruk för att åskådliggöra noggrannheten i de använda parametrarna samt hur inträngningslängden eventuellt påverkas av ytläckage, sambandshål och erosion.

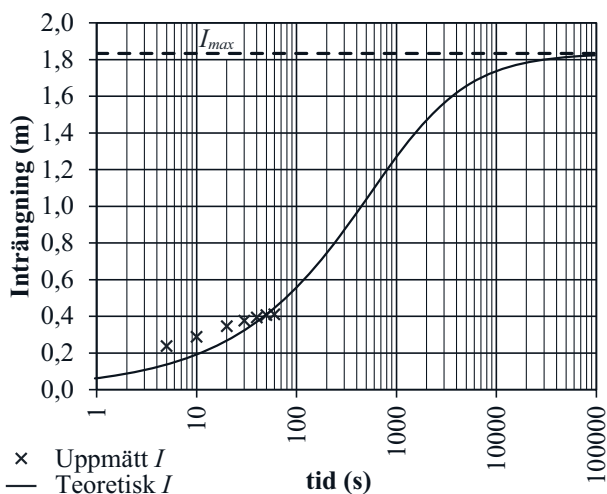
Brukets egenskaper och injekteringstekniken som användes för spridningen i Figur 5 var följande; Cementa injektering 30 blandat till $VCT = 0,8$, som gav viskositet = 18 mPas och skjuvgräns = 3 Pa. Injekteringsövertryck = 0,5 bar och en från vattenförlustmätning framräknad hydraulisk sprickvidd om 220 μm (specifik kapacitet och kubiska lagen). Spridningen visar att det går snabbare i början för att sedan sakta ner. Detta är det uppbyggda motståndet i sprickan som blir allt större vilket ger en långsammare inträngning. Ett stopp fås på inträngningen när det pådrivande injekteringstrycket står i jämvikt med den uppbyggda "friktionsmotståndet". Skjuvgränsen på bruket gör att ett distinkt stopp erhålls. Utan en skjuvgräns hade inträngningen skett i oändlighet men gått väldigt långsamt. Den uppmätta medelinträngningen vid olika tidpunkter har plottats i nedanstående diagram (Figur 6). Medelinträngningen används eftersom en helt rund form på spridningen är svår att få (något ojämn vidd på sprickan). Samtidigt ses att

sprickvidden har en stor inverkan på inträngningen. I aktuellt fall kan den fysiska sprickvidden variera ca 50 μm runt medelsprickvidden (den hydrauliska sprickvidden) 220 μm .



Figur 5: Brukets spridning vid 5, 10, 20, 30, 40, 50 och 60s efter injekteringen påbörjades.

Figure 5: The grout spread at 5, 10, 20, 30, 40, 50 and 60 s after that grouting started.



Figur 6: Brukets medelinträngning vid 5, 10, 20, 30, 40, 50 och 60s efter injekteringen påbörjades, jämfört med teoretiskt beräknad inträngning enligt ekvationerna ovan.

Figure 6: The average grout spread at 5, 10, 20, 30, 40, 50 and 60 s after grouting started compared to spread calculated according to the equations above.

Figur 6 visar att den uppmätta inträngningen (kryss) stämmer mot den teoretiskt beräknade (heldragen linje). Beräkningen visar också att den maximalt möjliga inträngningslängden är ca 1,8 m givet uppsättningen av parametrar vilket verkar vara en rimlig spridning.

Ett flertal körningar har gjorts och flera av dem har filmats. Filmer med förklarande texter kan ses på <http://www.chalmers.se/hydrogeologi-injektering>. Där kommer inom en snar framtid även ses hur designverktyg för injektering kan användas samt diverse resultat från injekteringar som gjorts.

Slutsatser

Att förstå hur flöde i sprickor sker, är en grundläggande förståelse som bör finnas hos alla i injekteringsbranschen. I denna artikel beskrivs ett antal reflektioner relaterade till hur ett injekteringsflöde påverkas av yttre omständigheter. Vidare har de initiala laboratoriestudierna visat att inträngningslängden radiellt verkar stämma mot de teorier som är framtagna

Referenser

- Axelsson M (2009). Prevention of erosion of fresh grout in hard rock. Doktorsavhandling, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Funehag J (2007). Grouting of Fractured Rock with Silica Sol. Grouting design based on penetration length. Doktorsavhandling, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Fransson Å (2001). Characterisation of Fractured Rock for Grouting Using Hydrogeological Methods. Doktorsavhandling, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Fransson Å, Zetterlund M, Gustafson G, Funehag J, Hernqvist L, Butrón C. (2012) A Swedish grouting design concept: Hydraulic testing and selection of grout. 4th International Conference on grouting and Deep Mixing. New Orleans, LA, USA, ASCE Geotechnical special publication No 228. **2**: 1691-1700.
- Gustafson G, Claesson J (2004). Steering parameters for Rock Grouting. PM, Institutionen för geologi, Chalmers tekniska högskola, Göteborg
- Gustafson G, Claesson J, Fransson Å (2013). Steering parameters for rock grouting. Journal of Applied Mathematics. Volume 2013 (2013), Article ID 269594, 9 pages.
- Gustafson G, Fransson Å, Funehag J, Axelsson M (2004). Ett nytt angreppssätt för bergbeskrivning och analysprocess för injektering. Väg- och vattenbyggaren, 4.
- Hässler L (1991). Grouting of Rock- Simulation and Classification. Report. Department of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology. Stockholm.
- Lombardi G (1985). The Role of Cohesion in Cement Grouting of Rock. Commission Internationale des Grands Barrages. Lausanne.

DOMINERAR DEN STÖRSTA SPRICKAN VATTENFLÖDET?

Does one fracture dominate the borehole transmissivity?

*Lisa Hernqvist, Sweco Environment
Viðir Einarsson, Ístak
Anna Höglund, Statens Vegvesen*

SAMMANFATTNING

I bergprojekt undersöks bergmassans vattenförande egenskaper med hjälp av hydrauliska tester, exempelvis vattenförlustmätningar, i borrhål. Borrhålen testas ofta i sektioner av en viss längd, t ex 3 m. Testresultaten utvärderas sedan med avseende på transmissiviteten T , en parameter som ger en beskrivning av bergmassans vattenförande förmåga och som kan räknas om till hydraulisk sprickvidd, b . Detta ger information som är funktionell för inflödesberäkning och injektering.

Vid sektionsvisa borrhålstester tillämpas ofta synsättet att den största sprickan i sektionen står för huvuddelen av vattenflödet. Ibland räknas sektionstransmissiviteten om till hydraulisk sprickvidd som om den vore en spricktransmissivitet. Ibland används, i svensk tunnelbyggarbransch, tumregeln att den största sprickan står för 80 % av vattenflödet i en borrhålssektion.

I denna studie har analyser gjorts av hur stor andel av transmissiviteten, eller flödet, den största sprickan i en sektion står för, baserat på hydrauliska tester i så korta sektioner att de enskilda sprickorna kan urskiljas. PFL-data (Posiva Flow Log) med 0,1 m upplösning från ONKALO i Finland har använts. Olika aspekters påverkan på frågeställningen har studerats, t ex borrhålsorientering, sektionslängd, sprickfrekvens och djup ner i berggrunden.

Studien visar inget stöd för att den mest vattenförande sprickan bidrar med ≥ 80 % av sektionsflödet ("80 %-regeln"). I korta testsektioner kan den största sprickan anses bidra med ≥ 50 % ("50 %-regeln"). Studien visar därutöver intressanta resultat om hur förhållandet påverkas på olika sätt av övriga studerade aspekter.

SUMMARY

In construction work in rock, the hydraulic properties of the rock mass are investigated by hydraulic tests, such as water pressure tests, in boreholes. The boreholes are often tested in sections of certain lengths, e.g. 3 m. The test results are evaluated with respect to the transmissivity T , a parameter which describes water-bearing properties and which can be used to calculate hydraulic apertures, b . This provides information useful for inflow prediction and for grouting design.

It is often assumed that the largest fracture of a tested borehole section contributes most of the water. Sometimes a hydraulic aperture is calculated from the section transmissivity as if it were a fracture transmissivity. Sometimes a rule of thumb, saying that 80 percent of the flow of a tested section can be assigned to the fracture with the largest flow, is used.

In this study analyses have been performed on how large part of the flow, or the transmissivity, is provided by the largest fracture, based on hydraulic tests in sections short enough for individual fractures to be distinguished. PFL-data (Posiva Flow Log) with 0.1 m resolution from ONKALO in Finland has been used. Investigations have been done of the influence of some different aspects on the problem, such as the borehole orientation, the length of the test sections, the fracture frequency, and depth below the ground surface.

The study shows no support for the suggestion that the largest fracture contributes with $\geq 80\%$ of the section flow ("the 80 %-rule"). In short sections the largest fracture can be said to contribute with $\geq 50\%$ of the section flow ("the 50 %-rule"). The study also shows interesting results about how this relation is affected by the other studied aspects.

INLEDNING

Denna artikel sammanfattar ett examensarbete som utfördes på Vectura (nuvarande Sweco) och Chalmers under vårterminen 2013. Hernqvist formulerade problemställningen och initierade och handledde examensarbetet, som utfördes huvudsakligen av Einarsson och Höglund (Einarsson & Höglund 2013).

INTRODUKTION

Vid konstruktionsarbete i berg under grundvattenytan är hydrogeologi en viktig aspekt att ta hänsyn till. En vanlig metod för att reducera inflöde av vatten till en acceptabel nivå är tätning av sprickor i berget genom injektering. För att kunna prognosticera inläckaget och göra en bra injekteringsdesign behövs kunskap om sprickornas sprickvidder. Den fysiska sprickvidden varierar längs en spricka och kan inte mätas i praktiken. I stället används ofta den hydrauliska sprickvidden, som representerar den öppna delen av sprickan där vatten kan flöda. Den hydrauliska sprickvidden kan utvärderas från flödet Q via transmissiviteten T till den hydrauliska sprickvidden b genom den kubiska lagen (Snow 1968) ur data från hydrauliska test. T och Q står i linjärt förhållande till varandra, t ex genom approximationen $T \approx Q/dh$ (Fransson 2001), och i det här arbetet används uttryck som ”dubbelt så stort flöde” och ”dubbelt så stor transmissivitet” på ett likvärdigt sätt.

Hydrauliska test utförs i borrhålssektioner, vars längd typiskt varierar från 3 m till hela hålets längd. Detta ger inte information om hur flödet är fördelat mellan de individuella sprickorna inom testsektionen.

För att sprickvidden i de enskilda sprickorna ska kunna beräknas behöver transmissivitetsfördelningen vara känd. Teorier finns om att transmissiviteterna i stora datamängder är paretofördelade (t ex Gustafson 2012, Fransson 2001), men författarna känner inte till några studier baserade på faktiska sprickdata över hur det förhåller sig i korta borrhålssektioner.

Syfte

Studiens huvudsyfte är att undersöka om det, baserat på i studien analyserad sprickdata, finns stöd för någon av följande två hypoteser:

- Den mest vattenförande sprickan bidrar med 50 procent eller mer av det totala flödet i en sektion, $T_{largest} \geq 50\%$ av T_{tot} ("50 %-regeln")
- Den mest vattenförande sprickan bidrar med 80 procent eller mer av det totala flödet i en sektion, $T_{largest} \geq 80\%$ av T_{tot} ("80 %-regeln")

Dessutom avser studien att undersöka inverkan på huvudfrågeställningen från följande variabler: Längd på analyserad borrhålssektion; sprickfrekvens; borrhålsorientering (vertikal vs. horisontell); djup under markytan; och storlek på testsektionens totala flöde.

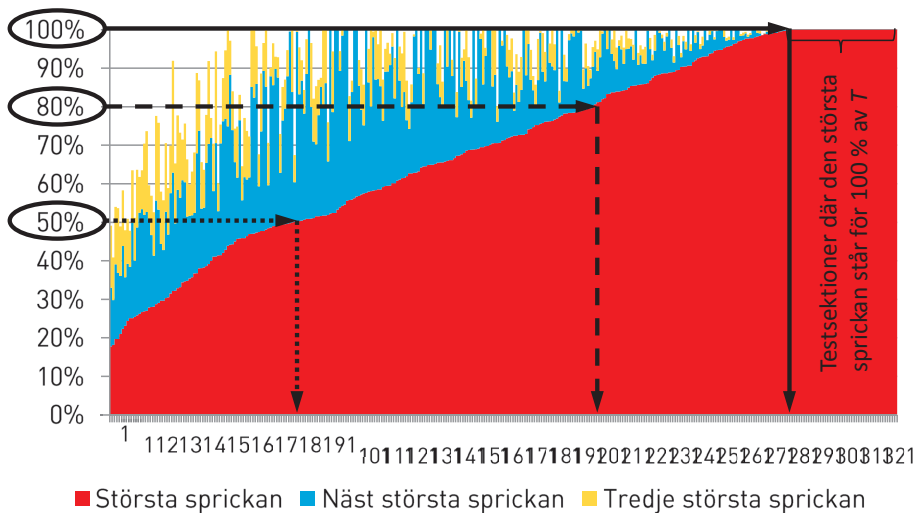
Avgränsningar

Analysen i detta arbete baseras på data från endast ett område, vilket gör det svårt att veta i vilken grad slutsatserna är platsspecifika eller generella. Endast oinjekterat berg är studerat. Borrhålssektioner utan flöde är inte inkluderade i analysen.

METOD

Borrhålsdata delas upp i sektioner. För varje sektion beräknas den kumulativa sektionstransmissiviteten genom att summera värdet för varje spricka, $T_{tot} = \sum T_{f,i}$. Denna summering görs under antagande om oberoende flöde i sprickorna. Genom att jämföra varje ingående spricktransmissivitet $T_{f,i}$ med sektionstransmissiviteten T_{tot} erhålls sprickans andel av flödet. Inom varje sektion sorteras sedan sprickorna efter deras relativa bidrag till T_{tot} .

Resultaten presenteras i stapeldiagram där borrhålssektioner av samma längd jämförs med varandra längs x-axeln. y-axeln visar fördelningen av de enskilda sprickornas bidrag till T_{tot} , så att den största (mest flödande) sprickans bidrag är röd, den näst största är blå, den tredje största är gul, och resterande sprickor saknar färg. De är sorterade längs x-axeln i ordning efter den största sprickans bidrag. Diagrammens utseende exemplifieras i Figur 1.



Figur 1: Exempel på fördelning av hur stor andel av T_{tot} som utgörs av största, näst största respektive tredje största sprickan i ett urval testsektioner.

Figure 1: Example of a distribution showing the percentage of T_{tot} contributed by the largest, the second largest and the third largest fracture in a sample of test sections.

Ju större det röda fältet i diagrammet är, desto större andel av testsektionernas transmissivitet utgörs av den största ingående sprickan. Ju större del av det röda fältet som går ända upp till 100 %-kanten i diagrammets högra del, desto större andel av testsektionerna har bara en vattenförande spricka som alltså står för hela flödet. I exemplet i Figur 1 står största sprickan för 100 % i 13 % av testsektionerna (41 av 328 test-

sektioner), avdelat med heldragen linje. Näst största sprickan står för minst 80 % i 39 % av testsektionerna (125 av 328 testsektioner), markerat med streckad linje. Tredje största sprickan står för minst 50 % i 77 % av testsektionerna (250 av 328 testsektioner), markerat med prickad linje.

För att undersöka eventuell inverkan på resultaten från ett antal variabler jämförs och analyseras borrhålssektioner med olika förutsättningar separat. De variabler som har undersökts är sektionslängd; sprickfrekvens; borrhålsorientering; djup ner i berggrunden; och storlek på testsektionens totala flöde.

Endast ett litet urval diagram är inkluderade i denna artikel. För den kompletta uppsättningen diagram hänvisas till Einarsson & Höglund (2013).

DATA

Till denna studie har data från Posiva använts, från borrhål på Olkiluoto på Finlands södra västkust. De dominerande bergarterna på Olkiluoto är gnejser av varierande mineralsammansättning och textur vilka genomkorsas av brantstående diabasgångar (Mattila et al. 2007).

Data från 69 borrhål har använts i analysen. Dels borrhål från ytan, OL-KR 1-57, med stupning mellan 45° och 89°, ca 300 - 1000 m långa, ner till 800 m djup (Mönkkönen et al. 2012); dessa benämns i arbetet som ”vertikala”. Dels subhorisontella (stupning 4° till 6,5°) pilotborrhål OL-PH 1 och ONK-PH 2-14 från ONKALO-tunneln, från några tiotals meter till några hundra meters längd, till ett djup av 400 m (Posiva Oy, 2003); dessa benämns som ”horisontella”.

Då analysmetoden kräver finupplöst data där enskilda sprickors bidrag till flödet kan urskiljas, har PFL-data (Posiva Flow Log) med en upplösning på 0,1 m använts. Kort mätsektion kombinerat med måttlig sprickfrekvens gör det rimligt att anta att varje sektion representerar max en spricka (Öhberg et al. 2006). Utvärderade PFL-transmissiviteter för alla vattenförande sprickor och BIPS-data (Borehole Image Processing System) innehållande information om samtliga sprickor (även icke vattenförande sprickor) utgör tillsammans indata till analysen i denna studie.

RESULTAT OCH DISKUSSION

Den största sprickans bidrag till det totala sektionsflödet har studerats i borrhålssektioner av olika längd, orientering, djup osv. Analysen delas upp så att påverkan av en av dessa variabler studeras i taget. De huvudsakliga resultaten sammanfattas och diskuteras i respektive avsnitt.

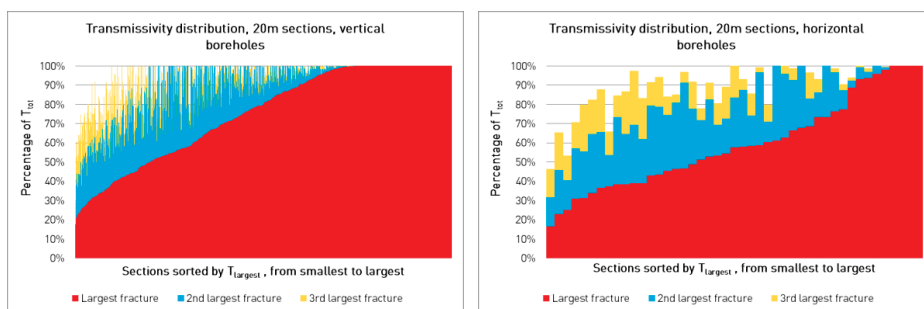
Borrhålsorientering

De analyserade borrhålen klassificeras som ”vertikala” respektive ”horisontella” enligt beskrivningen i Data-avsnittet. Borrhålens orientering påverkar vilka sprickor de korsar. Vertikala borrhål har hög sannolikhet att korsa horisontella sprickor, och vice versa. Eftersom sprickor med olika orientering kan ha olika bakgrund och olika egenskaper är det intressant att undersöka om detta har någon påverkan på arbetets frågeställning.

Mediantransmissiviteten för vertikala testsektioner är större än för horisontella ($T_{mean,V} \approx 7 \cdot T_{mean,H}$ för 20 metersektioner och $T_{mean,V} \approx 4 \cdot T_{mean,H}$ för 5 metersektioner). Detta tyder på att de hydrauliska egenskaperna skiljer sig mellan vertikala (generellt torrare) och horisontella sprickor (generellt mer vattenförande).

Andelen av den största sprickans bidrag till testsektionens totala transmissivitet i vertikala borrhål är större än för horisontella hål (större andel rött i figuren till vänster än till höger i Figur 2). Denna skillnad minskar med kortare testsektion.

Dessa två observationer tyder tillsammans på att det är vanligare att subhorisontella sprickor har förhållandevis stort flöde, än subvertikala.



Figur 2: Transmissivetsfördelningar för vertikala (till vänster) respektive horisontella (till höger) 20 m borrhålssektioner.

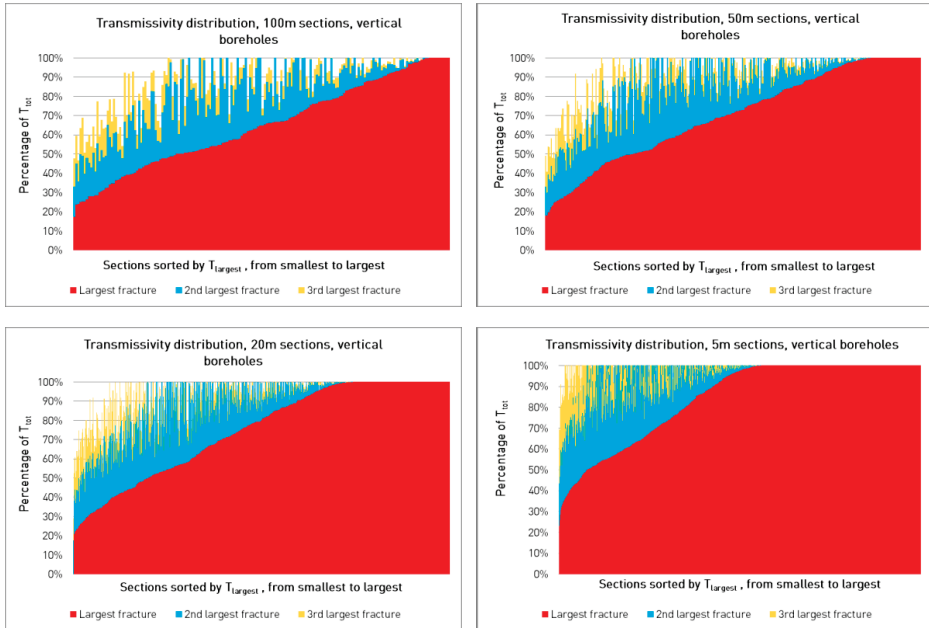
Figure 3: Transmissivity distributions for 20 m sections with different orientation, vertical on the left and horizontal on the right.

Sektionslängd

Inverkan av testsektionens längd på transmissivetsfördelningen är analyserad. Fördelningar för sektionlängder på 100 m, 50 m, 20 m och 5 m i vertikala hål visas i Figur 3. Information för dessa, samt för sektionlängder på 20 m, 5 m och 3 m sammanfattas i Tabell 1.

Andelen hål där den största sprickan står för hela flödet, $T_{largest} = 100\%$ av T_{tot} , ökar ju kortare testsektionen är, vilket är ett väntat resultat. Andelen testsektioner som uppfyller

kriterierna $T_{largest} \geq 50\%$ och $T_{largest} \geq 80\%$ ökar också med kortare testsektion. Dessa resultat gäller även för horisontella borrhål.



Figur 3: Transmissivetsfördelningar för sektionslängder 100 m, 50 m, 20 m och 5 m i vertikala borrhålssektioner.

Figure 2: Transmissivity distributions for different section lengths, 100m, 50m, 20m and 5m, vertical borehole sections

Tabell 1: Procentandel av testsektioner där $T_{largest} \geq 50\%$, $T_{largest} \geq 80\%$ and $T_{largest} = 100\%$ av T_{tot} för olika sektionlängd, i vertikala respektive horisontella borrhål.

Table 1: Percentage of sections where $T_{largest} \geq 50\%$, $T_{largest} \geq 80\%$ and $T_{largest} = 100\%$ of T_{tot} for different sections lengths, both for vertical and horizontal boreholes.

Procent av T_{tot}	Vertikala borrhål				Horisontella borrhål		
	100 m sektioner	50 m sektioner	20 m sektioner	5 m sektioner	20 m sektioner	5 m sektioner	3 m sektioner
$T_{largest} \geq 50\%$	73%	77%	80%	93%	60%	88%	93%
$T_{largest} \geq 80\%$	29%	39%	50%	65%	20%	52%	64%
$T_{largest} = 100\%$	6%	13%	25%	44%	9%	30%	41%

Antalet vattenförande sprickor per sektion minskar med kortare sektionlängd. Med färre vattenförande sprickor per testsektion ökar också sannolikheten att den största sprickan står för det mesta flödet. För 5- och 3-meterssektioner är det endast en liten

andel sektioner som har fler än tre vattenförande sprickor (vilket syns på att röd/blå/gul stapel oftast når 100 %-kanten).

Om ”50 %-regeln” anses giltig när den gäller för minst 80 % av sektionerna, indikerar studien att den är giltig för 5- och 3-meterssektioner och för vertikala 20-meterssektioner. ”50 %-regeln” stöds inte för något dataset.

En annan slutsats från studien av sektionslängder är att vattenförande sprickor verkar ha en tendens att förekomma i kluster.

Sprickfrekvens

Andelen sektioner med $T_{largest} = 100\%$ av T_{tot} minskar med ökad sprickfrekvens. Detta är ett väntat resultat. Samma tendens, men mindre tydlig, syns för $T_{largest} \geq 80\%$, och för $T_{largest} \geq 50\%$ är den ännu svagare. Detta kan utläsas av datasammanställningen i Tabell 2.

Tabell 2: Procentandel av testsektioner där $T_{largest} \geq 50\%$, $T_{largest} \geq 80\%$ and $T_{largest} = 100\%$ av T_{tot} för olika sprickfrekvenser.

Table 2: Percentage of sections where $T_{largest} \geq 50\%$, $T_{largest} \geq 80\%$ and $T_{largest} = 100\%$ of T_{tot} for 5 m sections in vertical boreholes sorted by total fracture frequency.

Procent av T_{tot}	0-1 sprickor per m	1-2 sprickor per m	2-6 sprickor per m	6-19 sprickor per m	Alla sektioner
$T_{largest} \geq 50\%$	95%	95%	92%	89%	93%
$T_{largest} \geq 80\%$	76%	69%	63%	59%	65%
$T_{largest} = 100\%$	65%	52%	40%	34%	44%

Djup

För vertikala borrhålssektioner ökar andelen testsektioner där största sprickan dominerar med ökat djup ner i berggrunden. Detta exemplifieras med testsektioner av 20 m längd sorterade på djup, som sammanfattas i Tabell 3

Tabell 3. (Exemplet är valt då det är relevant för injekteringsborrhål som ofta är ca 20 m långa.) Bland dessa testsektioner förekommer inga där den största sprickan står för hela flödet i de översta 50 metrarna (djup relevanta för de flesta infrastrukturtunnelprojekt). Vid ökat djup går denna andel upp till 12 – 29 %. Även andelen testsektioner där den största sprickan står för 80 % respektive 50 % av sektionens flödet ökar med djupet. Den generella slutsatsen är att för grunda borrhål är den största sprickans bidrag till flödet mindre än på större djup.

Tabell 3: Procentandel av testsektioner där $T_{largest} \geq 50\%$, $T_{largest} \geq 80\%$ and $T_{largest} = 100\%$ för 20 m sektioner på olika djup.

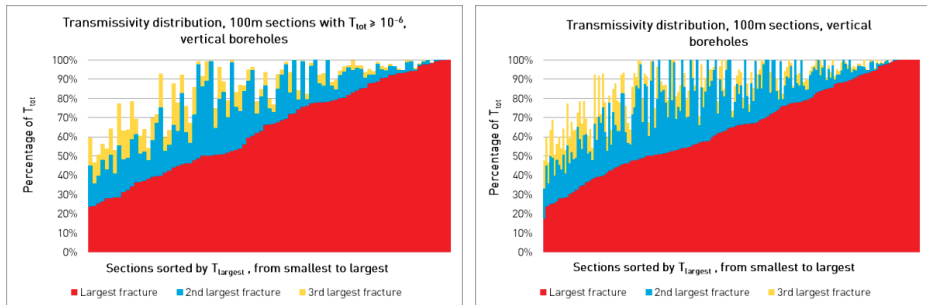
Table 3: Percentage of sections where $T_{largest} \geq 50\%$, $T_{largest} \geq 80\%$ and $T_{largest} = 100\%$ for 20 m sections sorted by depth.

Procent av T_{tot}	Djup på 0 - 50 m	Djup på 50 - 100 m	Djup på 100 - 150 m	Djup på 150 - 200 m
$T_{largest} \geq 50\%$	60%	72%	76%	84%
$T_{largest} \geq 80\%$	32%	39%	44%	49%
$T_{largest} = 100\%$	0%	12%	12%	29%

Totalt sektionsflöde

Här jämförs dataset inkluderande alla testsektioner med dataset där testsektioner med lågt totalt flöde har exkluderats (d v s ”höga” T_{tot}). Horisontella och vertikala borrhål behandlas separat, då gränsen för vad som i det här fallet bedöms som ”lågt” har satts olika för de två kategorierna. För horisontella hål har gränsen satts lägre än för vertikala, beroende på att de har generellt lägre T_{tot} .

För vertikala borrhål jämförs dataset inkluderande alla testsektioner med dataset där testsektioner med $T_{tot} < 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ har exkluderats. Jämförelsen exemplifieras med vertikala 100 meterssektioner i Figur 4, där endast sektioner med stort flöde visas till vänster, och samtliga sektioner visas till höger. Andelen sektioner för vilka den största sprickan står för 80 % respektive 50 % av flödet skiljer sig inte på något avgörande sätt (gällande samtliga sektionslängder). Däremot är andelen sektioner där den största sprickan står för hela flödet klart mindre för sektionerna med enbart höga flöden, skillnaden varierar mellan en faktor 2 till 6, ju längre sektionslängd desto större skillnad.



Figur 4: Transmissivitetfördelningar för 100 meterssektioner. Till vänster endast sektioner med ”stort flöde” ($T_{tot} \geq 10^{-6}$), till höger alla sektioner.

Figure 4: Transmissivity distributions for 100 m sections. Left: sections with “large flow” only ($T_{tot} \geq 10^{-6}$). Right: all sections included.

För horisontella borrhål jämförs dataset inkluderande alla testsektioner med dataset där testsektioner med $T_{tot} < 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ har exkluderats (d v s ”höga” T_{tot}). Precis som för de vertikala hålen finns ingen tydlig skillnad, förutom att för andelen sektioner där den största sprickan står för hela flödet klart mindre för sektionerna med enbart höga flöden. För 20 meterssektioner saknas sektioner med endast en vattenförande spricka bland sektionerna med enbart höga flöden, medan skillnaden för kortare sektioner är liten.

Studien pekar på att det finns ett samband mellan hög sektionstransmissivitet och fler vattenförande sprickor.

SLUTSATSER

Studiens mest generella slutsats är att sannolikheten för en dominerande spricka är störst för korta sektioner, vilket är ett väntat resultat. I sektioner på upp till 5 meter gäller ”50 %-regeln”. Däremot har inget stöd för ”80 %-regeln” hittats baserat på studerad data.

Några av de tydligaste slutsatserna, gällande övriga studerade aspekter vars inverkan på frågeställningen sammanfattas:

Borrhålens orientering har stor betydelse för resultaten. Andelen av den mest vattenförande sprickans bidrag till testsektionens totala transmissivitet i vertikala borrhål är större än för horisontella hål. Denna skillnad minskar med kortare testsektion. Sannolikheten för en dominerande spricka är alltså högre i vertikala hål, vilket tyder på att transmissivitetfördelningen är ojämnare i subhorisontella sprickor än i subvertikala.

En slutsats från studien av sektionslängder är att vattenförande sprickor verkar ha en tendens att förekomma i kluster. Analysen visar också de helt väntade resultaten att antalet vattenförande sprickor minskar med kortare sektionslängd, och att med färre vattenförande sprickor per testsektion ökar sannolikheten att den största sprickan står för det mesta flödet.

Sprickfrekvensen har viss betydelse för andelen sektioner där $T_{largest} \geq 80 \%$ och $T_{largest} = 100 \%$ av T_{tot} , vilka minskar med ökad sprickfrekvens.

Vid analys av betydelsen av djupet dras slutsatsen att för grunda borrhål är den största sprickans bidrag till flödet mindre dominerande än på större djup.

Det totala flödet i de analyserade sektionerna har ingen betydande påverkan på andelen sektioner för vilka den största sprickan står för 80 % respektive 50 % av flödet. Däremot är andelen sektioner där den största sprickan står för hela flödet mindre när sektioner med litet totala flöde exkluderas.

VIDARE FORSKNING

Då detta arbete baseras på data från endast ett område vore det av stort intresse att vidareutveckla arbetet genom att analysera data från andra områden, för att undersöka i vilken mån slutsatserna är generella eller plats-specifika. Det vore särskilt intressant att inkludera borrhål från infrastrukturprojekt, som ofta byggs i berg med mindre idealiska egenskaper än bergprojekt för kärnbränsleförvar (som bergmassan i denna studie).

Det vore också intressant att jämföra sprickdata (t ex från PFL som i denna studie) med data från sektionstester (t ex vattenförlustmätningar) i borrhål där de båda testerna är möjliga att relatera till varandra längs borrhålens längdmätning.

TACK

Författarna tackar Lars-Olof Dahlström, som var examinator för examensarbetet, och Johan Funehag, biträdande handledare, båda på Chalmers.

Författarna är tacksamma för finansiering av projektet, som erhöles av BeFo – tack Per Tengborg – och Trafikverket – tack Thomas Dalmalm! Stor uppskattning visas också för generöst tillhandahållande av data samt hjälpsamhet med frågor kring densamma av Jere Lahdenperä, Posiva, och Hery Ahokas, Pöyry.

Författarna riktar även tack till Håkan Stille, KTH, Sven Follin, SF Geologic, Mansueto Morosini, SKB, och Åsa Fransson, Chalmers, för engagemang och input.

REFERENSER

- Einarsson V & Höglund A (2013). *Does one fracture dominate the borehole transmissivity? Investigation of fracture transmissivity in a crystalline rock mass*. Examensarbete. Chalmers, Göteborg.
- Follin S, Ludvigson J-E och Levén J (2011). *A comparison between standard well test evaluation methods used in SKB's site investigation and generalized radial flow concept*. SKB Rapport P-06-54. Svensk Kärnbränslehantering AB. Stockholm.
- Fransson Å (2001). *Characterisation of fractured rock for grouting using hydrogeological methods*. Doktorsavhandling. Geologiska institutionen, Chalmers.
- Gustafson G (2012). *Hydrogeology for Rock Engineers*. BeFo
- Mattila J, Aaltonen I, Kemppainen K, Wikström L, Paananen M, Paulmäki S, Front K, Gehör S, Kärki A och Ahokas T (2007). *Geological Model of the Olkiluoto Site Version 1.0*. Posiva, Eurajoki, Finland.

Mönkkönen H, Hakala M, Paananen M och Laine E (2012). *ONKALO Rock Mechanics Model (RMM) Version 2.0*, Posiva Report 2012-07. Posviva Oy. Olkiluoto, Finland.

Posiva Oy (2003). *ONKALO Underground Characterisation and Research Programme (UCRP)*, Posiva Report 2008-03. Posviva Oy. Olkiluoto, Finland.

Snow DT (1968). *Rock fracture spacings, openings and porosities*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 94, pp. 73-91.

Öhberg A och Rouhiainen P (2000). *Posiva Groundwater Flow Measuring Techniques*. Posiva Report 2000-12. Posviva Oy. Olkiluoto, Finland.

LCC ANALYSER FÖR VATTENAVLEDNINGS- OCH BERGFÖRSTÄRKNINGSSYSTEM

LCC analyses for drainage and reinforcement systems

Magnus Eriksson, Statens geotekniska institut

Martin Edelman, Ramböll Sverige AB

Sammanfattning

Livscykelkostnader (LCC) används vid investeringsbedömningar och syftar till att väga in samtliga kostnader som uppstår under en produkts hela livscykel.

Artikeln presenterar en LCC studie som utförts på vattenavlednings- och bergförstärkningssystem. Syftet med studien är att inkludera alla kostnader som uppträder, dvs även indirekta samhällskostnader, och se hur olika kostnadsposter påverkar resultatet. Studien har gjorts på en övergripande nivå med syftet att visa vilka faktorer som är viktiga att inkludera i en LCC analys.

Resultaten av studien visar att kostnader som tillkommer i samband med underhåll, dels direkta underhållskostnader, dels indirekta kostnader för trafikomläggning kan bli lika stora eller större än investeringskostnaden.

Studien visar också att, inom de val av tunnelmiljöer som beaktats, är inte bergets egenskaper styrande i hög grad. En analys på system för vattenavledning och förstärkning kan därför göras tidigt i processen även om systemen inte är fullt dimensionerade.

Sammanfattningsvis görs bedömningen att vid val av vattenavlednings- och förstärkningssystem bör systemets totala kostnadsbild beaktas i en LCC-studie. Det bedöms samtidigt att det vore fördelaktigt att utveckla en enklare modell för detta som kan tillämpas i projekten. Ett förslag i rapporten är att bygga en sådan modell baserat på AHP (Analytical Hierarchy Process).

Abstract

Life Cycle Cost (LCC) is a method to estimate the total cost of a product during its entire life span, i.e. including not only the investment cost.

In this study, the use of LCC analyses for selecting system for drainage and reinforcement for a tunnel is studied. The study aims to include all associated costs

including investment, maintenance and the indirect costs to society from disturbances on the traffic system. The study is a general study and the purpose is to give insight in governing aspects rather than give bases for choice of system for a specific project.

Five different systems for drainage and reinforcement are studied in respect of investment costs, maintenance need and cost. These are studied in four different cases of tunnel scenarios, differing in terms of rock mass quality and water ingress. The different scenarios on tunnels are chosen to reflect most of the tunnel environments occurring in Sweden. Traffic intensity is studied for a high and a low intensity case. The different combinations are simulated in Excel and all associated costs are modelled for each case. Future costs are recalculated to present value based on an estimated interest rate. The estimated interest rate is based on the recommendations given in ASEK.

The result of the study show that costs that adds on due to maintenance and disturbance on traffic may be equally large or larger than the investment cost. Additional to this it is shown that the impact on traffic should be recognized, especially in tunnels with high traffic intensity.

The study also shows that the cost only marginally is affected by the ground conditions. It is therefore possible to determine system relatively early in a project without a detailed design as bases.

In summary it is found important to include all costs before choosing system for drainage and reinforcement in a LCC study. However, it is recommended to develop a more easily handled model to be used on a project level. The suggestion is to use AHP (Analytical Hierarchy Process) for such a model.

Inledning

Tunnlar för transportinfrastruktur kostar mycket pengar att bygga och underhålla och en förbättring eller effektivisering i byggprocessen, i material som används eller byggt teknik kan många gånger ge en betydande besparing. Följande studie avser kostnader förknippade med vattenavledning- och förstärkningssystem i tunnlar.

Bakgrunden till studien är behoven av effektivisering inom anläggningsbranschen vilket initierat forskning och utredning hos BeFo såväl som inom Trafikverkets program PIA. Utgångspunkten är att utreda och utföra LCC-analyser för ett antal olika tekniska system för vattenavledning respektive förstärkning med målsättningen att dels definiera och redogöra för en metodik avseende LCC-analyser, dels redovisa LCC-analyser för system för vattenavledning och förstärkning i vägtunnlar. Arbetet är presenterat i sin helhet i Eriksson & Edelman (2014).

Studien behandlar frågan hur man ska beakta livscykelkostnaden för en tunnel med avseende på vattenavledning och bergförstärkning. Bör man ta hänsyn till kostnader

som uppstår för underhåll och reparation i samband med investering eller räcker det om man beaktar investeringskostnaden för systemen då dessa ändå är dimensionerade för vissa grundläggande krav på livslängd och säkerhet etc? Hur kan man ta hänsyn till indirekta samhällsekonomiska kostnader för påverkan på trafik i samband med underhåll?

Flera tidigare studier har på olika sätt diskuterat LCC-analyser för anläggningar i allmänhet och för tunnlar i synnerhet. Exempelvis fick Langdon (2007) i uppdrag av Europeiska kommissionen att utveckla en europeisk metodik för att tillämpa LCC inom anläggningsidan. Syftet med det uppdraget var bl a att öka konkurrenskraften inom anläggningsindustrin men det fanns andra mål också såsom att öka industrins medvetenhet om miljömål kopplat till LCC. Behoven av LCC modeller för tunnlar beskrevs i Lindqvist et al (1999) där rekommendationer för en mer strukturerad LCC process gavs. I förhållande till den har exempelvis underhållsproblematiken i tunnlar och dokumentation runt detta diskuterats i Hargelius (2006), Andrén et al (2008) och Skoglund (2012). Det konstateras bl a att dokumentation av kostnader för underhåll saknas vilket försvårar erfarenhetsåterföringen. LCC analyser för vattenavlednings- och förstärkningssystem har studerats i några fall, se tex Fredriksson et al (2006) och Lindbom & Dalström (2014). Resultaten avseende lägsta LCC-kostnad blir dock olika och därmed rekommendationen avseende typ av konstruktionslösning. Det finns säkert flera förklaringar till detta men en anledning kan vara att indata till analyserna är så pass osäkra att precisionen i analyserna blir dålig. En annan förklaring kan vara att olika bergförhållanden och vattenförhållanden påverkar resultatet. Utöver detta är det intressant att se hur stor kostnad som samhället kan drabbas av indirekt via störningar i trafiken. Frågan är inte utredd vad vi känner till men har diskuterats i några forum, exempelvis i Mattsson & Stille (2010), där det anges att trafikantkostnader kan inkluderas.

Ekvation 1 visar en förenklad LCC formel där G står för grundinvestering, D för driftskostnad och U för underhållskostnad.

$$LCC = G + D + U \quad (\text{Ekvation 1})$$

Beräkningen av LCC kostnaden görs vanligtvis som en nuvärdesberäkning, dvs samtliga kostnader under produktens livslängd uppskattas och räknas om till nuvärdet (diskontering) vid investeringstillfället. Driftkostnader (D) och underhållskostnader (U) ska räknas om till nuvärdet vilket sker enligt Ekvation 2 där nuvärdet (NV_x) av kostnaden (x) beräknas baserat på en kalkylräntan (r) över t år.

$$NV_x = \frac{x}{(1+r)^t} \quad (\text{Ekvation 2})$$

Av LCC analysens ingående delar är investeringskostnaden (G) den som är enklast att bedöma och den behöver inte räknas om utan anges i sitt nuvärde. Det kan naturligtvis vara svårt att uppskatta i ett tidigt skede vad investeringskostnaden blir för olika

alternativt om dessa är komplicerade system men i förhållande till att bedöma framtida kostnader bedöms det enklare.

Drift- och underhållskostnader (D och U) avser periodiskt förekommande kostnader som krävs för att bibehålla funktionen och verifiera funktionskrav. Dessa kostnader och insatser för dessa åtgärder kan vara omfattande i vissa fall. Underhåll definieras i Ansell et al (2006) som olika metoder för att vidmakthålla funktionsdugligheten. Flera studier har visat på stora kostnader för underhåll både avseende förstärkningssystemen och vattenavledning (se tex Andrén , 2009 och Lindbom & Dalström, 2014).

Kalkylräntan baseras på olika avkastningskrav och alternativa avkastningar men kan enkelt beskrivas baseras på möjlig avkastning och inflation. Om kalkylräntan inkluderar inflation kallas den real kalkylränta och i annat fall nominell. Inflationen får en stor betydelse på realräntan och i tider med hög inflation har det hänt att realräntan varit negativ. Det svåra är naturligtvis att göra en prognos inför framtiden.

En kostnad som uppstår i samband med underhållsåtgärder är avstängning av trafik. Dessa kan omfatta både direkta och indirekta kostnader. De direkta kostnaderna kan vara bussning av passagerare då tågtrafiken hindras på en sträcka, temporära trafikomläggningar etc. Indirekta kostnader kan vara längre restid, köbildning, stress etc som resenärer drabbas av men som inte direkt ersätts.

Trafikverket leder ett projekt/arbetsgrupp ASEK som står för ”Arbetsgruppen för samhällsekonomiska kalkyl- och analysmetoder inom transportområdet”. Denna arbetsgrupp tar fram underlag, initierar utredning och forskning inom området för att skapa ett gemensamt verktyg och plattform för bedömning av samhällsekonomiska kostnader.

I ASEK 5, kapitel 7, ges riktlinjer till ”Åktidsvärden” för olika typer av transporter, långväga, kortväga, med bil, färja och för privatresor och transporter etc. Dessa beskriver därmed vad en timmes ”resa” i ett visst scenario bedöms vara värd och dessa är framtagna för att kunna göra en lönsamhetsbedömning för samhället för investeringar i transportinfrastruktur generellt.

Trafikmängden är en annan del av den indirekta kostnaden. Enligt statistik från Trafikanalys så har vägtrafiken ökat runt 100% sen 1970. Prognosen på förändring i persontrafiken är att bilresandet ökar med 67% fram till 2050, se Figur 1.

I dagsläget är det ett antal tunnlar som har en mycket hög trafikintensitet. Enligt en sammanställning i Ansell et al (2006) konstateras att en högtrafikerad tunnel kan ha en trafikmängd på ca 100 000 fordon i årsmedeldygn (ÅMD) och en lågtrafikerad vägtunnel ca 1000 – 2000 fordon i ÅMD.

	2006	2050	Ökning
Bil	89 189	149 206	67 %
Spårtrafik	14 476	26 007	80 %
Buss	10 423	11 982	15 %
Inrikes flyg	3 074	5 883	91 %
Gång och cykel	3 786	4 604	22 %
Totalt transportarbete	120 948	197 682	63 %

Figur 1 Prognos på persontrafikutvecklingen (miljoner person km per år) fram till 2050 (ASEK 5, 2012).

Figure 1 Prognosis on traffic development (million person km per year) until 2050 (ASEK 5, 2012).

Metod

LCC analyserna görs i en modell med parametrar indelade i tre huvudgrupper där varje parameter sedan varierar och kombineras till ett antal olika lösningar som analyseras.

- Tunnelmiljö med varierande bergkvalitet och djup (vattentryck)
- Tekniska system för vattenavledning och bergförstärkning
- Övriga variabla parametrar såsom kostnader för trafikavstängningar

Analyserna utförs på en fiktiv tunnel på 1000 m. LCC kostnaden beräknas för olika tekniska system i olika tunnelmiljöer avseende bergkvalitet och djup. För de olika tekniska systemen kommer tvärsnittet att bli lite olika beroende på platsbehov för förstärkning och vattenavledning, men det ska i samtliga fall finnas ett fritt utrymme på 10^5 m.

Som underlag för tätningsinsatsen antas ett krav på maximalt inläckage på 5 l/min och 100 m tunnel och att tunneln är belägen på 10 m eller 30 m djup samt att bergets konduktivitet är ca $1 \cdot 10^{-6}$ m/s.

Bergkvaliteten beskrivs i två intervall av Q-värden. En sämre bergmassa motsvaras av $0,1 < Q < 4$, och en bättre bergmassa motsvaras av $4 < Q < 40$. Dessa bedöms som snittvärden på bergets egenskaper..

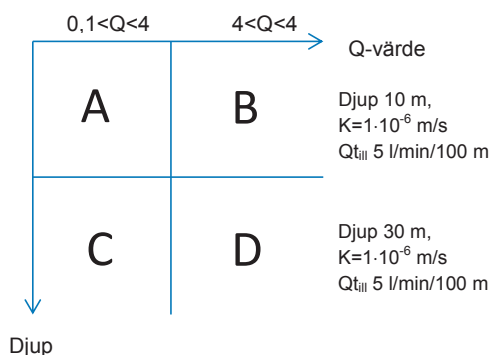
Detta ger sammantaget fyra olika tunnelmiljöer enligt Figur 2.

Tunnelmiljö A förväntas ha ett lågt vattentryck och litet tätningsbehov, och befinner sig i en sämre bergmassa.

Tunnelmiljö B förväntas ha ett lågt vattentryck och litet tätningsbehov, men befinner sig i en bättre bergmassa.

Tunnelmiljö C har ett högre vattentryck och större tätningsbehov, och befinner sig i en sämre bergmassa.

Tunnelmiljö D har ett högre vattentryck och större tätningsbehov, men befinner sig i en bättre bergmassa.



Figur 2 Fyra olika tunnelmiljöer – A, B, C respektive D.

Figure 2 Four different tunnel environments in respect of rock quality and depth

Beroende på förutsättningar och kravställning lämpar sig olika system olika bra för vattenavledning och bergförstärkning. Systemen samverkar ur ett LCC-perspektiv så att t ex en lösning med dränerad betonginklädnad ger ett lägre behov av traditionell bergförstärkning med bult och sprutbetong än vad exempelvis en lösning med tunnelduk gör. Man behöver alltså se på helheten för att på ett så korrekt sätt som möjligt bedöma LCC-kostnaden för systemet. Följande olika system studeras i denna rapport:

- Injektering, bult, sprutbetong, selektiva isolerade dräner
- Injektering, bult, sprutbetong, helinklädnad med tunnelduk
- Injektering, bult, sprutbetong, helinklädnad med kanalnät
- Injektering, dränerad betonginklädnad
- Odränerad betonginklädnad (ingen eller begränsad injektering)

De tekniska systemen dimensioneras, prissätts och beskrivs vad gäller underhållsbehov och reparation. Respektive system dimensioneras förenklat via Q-systemet och med utgångspunkt från två projekt för System 4 (E6 Dovrebanan i Norge) och 5 (E6 Pålen Tanumshede i Bohuslän) och injekteringen designas förenklat med antagandet att en injekteringsomgång ger ca 90% reduktion av inläckaget.

I Eriksson och Edelman (2014) redovisas resultat av dimensionering och bedömda mängder, underhåll samt priser för respektive post.

I studien tillämpas 3,5% som kalkylränta baserat på ASEK 5. För att visa på betydelsen av kalkylräntan och för att hantera den osäkerhet som gäller kalkylräntan på delmarknader, tex tunnlar eller bergarbeten, så studeras även ett fall med lägre kalkylränta 2,5%.

Antaganden om trafik redovisas i Table som är framtagna med förutsättningen att det är en vägtunnel som påverkas. Det framgår av tabellen att det förutsätts att trafik påverkas endast i fallet stor påverkan och inte i fallet med liten påverkan. Detta görs för att få en indikation på denna parameters betydelse. I ett verkligt fall får naturligtvis en exakt bedömning göras utifrån den situation som faktiskt gäller, oavsett om detta är stadsmiljö eller landsbygd. Utgående från ASEK förutsätts samtliga bedömda resor vara av lokal/regional karaktär och långväga resor förutsätts inte påverkas.

För att bedöma kostnader i kronor från underhållsarbeten antas att en partiell avstängning ger en försening på 10 minuter och en hel avstängning på 20 minuter per fordon under den tid underhållet pågår.

Tabell 1 Antagna värde för påverkad trafik i scenario med stor respektive liten påverkan
Table 1 Assumed values and costs on traffic in case with large and small traffic impact

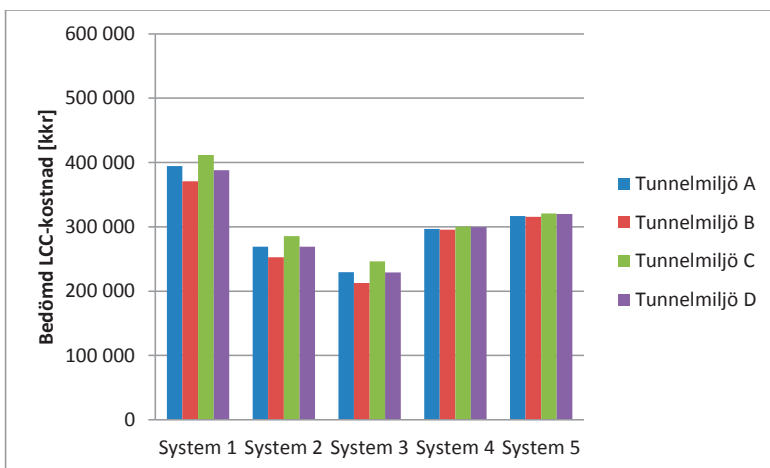
Scenario	Transport typ	Medeltrafik (ÅMD)	Kostnad per timme	Bedömd medeltrafik natt
Stor (hög trafik-intensitet)	Personresor med bil, privat och tjänsteresor	100 000	300	10 000
	Varutransporter, bil eller lastbil	2 000	500	1 000
Liten (låg trafik-intensitet)	Personresor med bil, privat och tjänsteresor	0	300	0
	Varutransporter, bil eller lastbil	0	500	0

Resultat

Det är en viss skillnad i LCC kostnad mellan olika tunnelmiljöer vilket framkommer av Figur 3, där systemen jämförs i olika Tunnelmiljöer. De skillnader i mängder bergförstärkning och injektering som dimensionerats i de olika tunnelmiljöerna slår igenom på totalkostnaden men skillnaden är relativt. Störst skillnader noteras i System 1-3 och System 4 och 5 är mycket lika i de olika tunnelmiljöerna. Totalt sett är skillnaden mellan de olika tunnelmiljöerna mycket liten, i storleksordningen 5%.

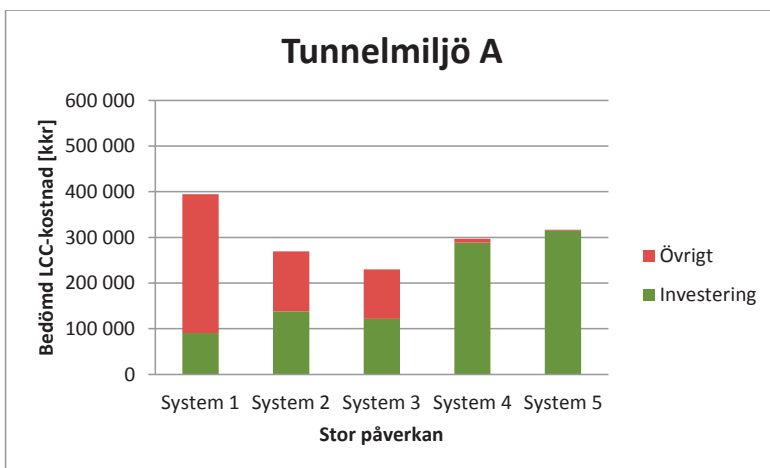
Tittar man i detalj på dessa och ser hur stor andel som är investeringskostnad och hur stor del som är övriga kostnader så skiljer det sig stort mellan systemen, se Figur 4.

Högst totalkostnad har System 1 och investeringskostnaden är endast ca 25% av totalkostnaden, 75% bedöms uppkomma senare. Detta visar att lägst investeringskostnad kan vara en suboptimering av LCC kostnaden. I system 4 och 5 är i princip hela kostnaden investeringskostnad.



Figur 3 Jämförelse av beräknad LCC-kostnad för olika tekniska system i olika tunnelmiljöer i fallet med stor trafikpåverkan och med en kalkylränta på 3,5%.

Figure 3 Comparison of each system in different tunnel environments in cases with large traffic impact and an interest of 3.5%.

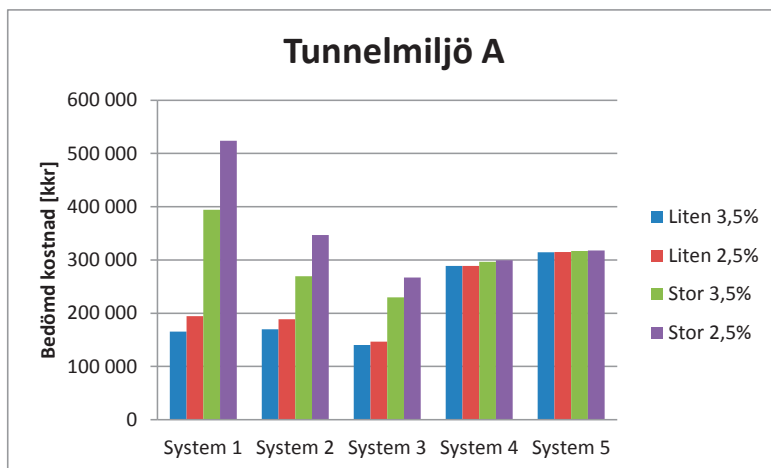


Figur 4 Bedömda LCC kostnader för de olika systemen i Tunnelmiljö A.

Figure 4 Calculated LCC cost for the systems in tunnel environment A.

Hur indirekta kostnader från trafik och hur kalkylräntan påverkar kostnaderna framgår av Figur 5. Indirekta kostnader ser man genom att jämföra resultaten för stor respektive liten påverkan. Kalkylräntan påverkar bara direkta och diskonterade kostnader, dvs i

detta fall kostnader för underhåll. Det framgår exempelvis att dessa båda faktorer påverkar totalkostnaden för System 1-3 i hög grad men ger endast marginell effekt i System 4 och 5.



Figur 5 Bedömd LCC kostnad i Tunnelmiljö A i fall med 3,5% och 2,5% kalkylränta för fall med stor och liten trafikpåverkan.

Figure 5 Calculated LCC cost for the systems in tunnel environment A and comparing cases with large and small traffic impact and cases with 3.5% and 2.5% of interest.

En faktor som slår igenom betydande på LCC kostnaden är underhåll och effekt av underhåll. Det är samtidigt något som är svårt att bedöma hur stor mängden underhåll blir i de olika systemen.

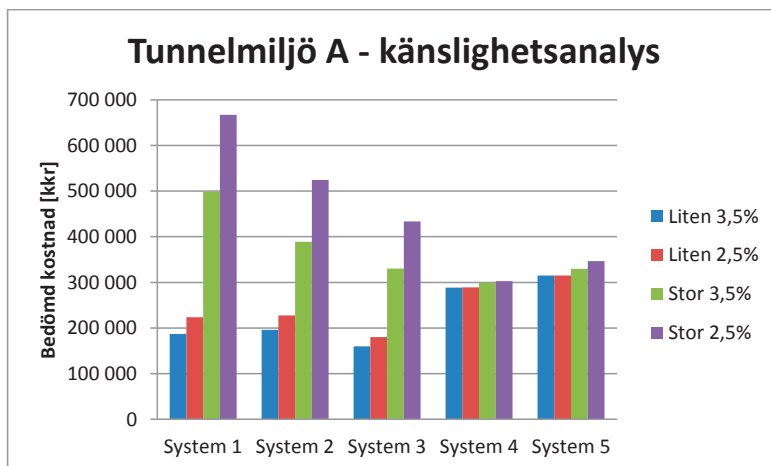
En känslighetsstudie görs där mängden underhåll ökas och livslängden för vattenavledningen minskas i förhållande till grundalternativen. Utgångspunkten är att mängden underhåll är rätt bedömd relativt mellan systemen men att den totala mängden underhåll kan variera. En orsak till detta skulle exempelvis kunna vara hur bra injekteringen har lyckats i en tunnel.

Livslängden för system 1 minskas med 20% då det inte bedöms rimligt att livslängden är mindre än 24 år. För system 2 minskas livslängden med ca 30%. System 3 är oprövat men uppges ha en livslängd på 120 år. Det bedöms genomförbart att byta system för vattenavledning om det efter ett antal år skulle sluta fungera tillfredställande. För känslighetsstudien påförs därför ett byte av system efter 60 år. För system 4 och 5 är livslängden satt till 120 år och det förutsätts att byte av vattenavledningssystem inte kommer att kunna ske.

För system 1-3 påförs en generell ökning om 30% för underhåll av dräner och jourarbeten. Eftersom ingen justering av livslängden utförs för system 4 förutsätts istället

att man får ett ytterligare utökat underhåll gentemot ökningen för system 1-3. För system 5 som är odränerad och där underhåll av dräner i grundalternativet ej utförs förutsätts istället att man efter 60 år får utföra underhåll av tätningen motsvarande en viss del av tunnelsträckan per år.

Resultaten bekräftar att mängden underhållsbehov och livslängden är kritiska faktorer vid en LCC-studie och detta motiverar att göra känslighetsstudier och specifika felträdsanalyser och inspektionsprogram tidigt i designprocessen (se Fredriksson et al, 1997).



Figur 6 Tunnelmiljö A från känslighetsanalys visande kalkylräntans och samhällskostnadens inverkan på LCC-kostnaden.

Figure 6 A sensitivity analyses where the maintenance has been increase and life span been lowered.

Diskussion och rekommendationer

Studien visar att LCC-analyser (Livscykelkostnadsanalyser) bör tillämpas för att bedöma alternativa lösningar på vattenavlednings- och förstärkningssystem i tunnlar utifrån ett totalkostnadsperspektiv. Förutom investerings-, drifts- och underhållskostnader kan eller bör även indirekta kostnader beaktas eftersom dessa påverkar samhällsekonomin.

Framtida kostnader är mer osäkra än investeringskostnaderna och därför studeras med ett större osäkerhetsintervall. En känslighetsstudie på mängden underhåll visar i denna studie att inom ett rätt litet osäkerhetsintervall (+30%) är mängden underhåll styrande för lägst beräknad LCC-kostnad.

Indirekta kostnader kan bli betydande vilket motiverar att i tunnlar med hög trafik och där en omläggning av trafiken får effekt på restid etc, så bör ett system som innebär lite underhåll och åtgärder väljas. I det omvända fallet, när trafiken är begränsad och omläggning kan göras utan för stor påverkan, blir de indirekta kostnaderna små och påverkar LCC kostnaden lite.

Studien visar på liten skillnad mellan de tekniska systemen för de fall på tunnelmiljöer som studerats. Därmed är det möjligt att val av system kan göras tidigt i planeringsprocessen vilket kan ge underlag till tidiga kalkyler både på anläggningskostnad och framtida driftskostnader utan detaljerad kunskap om mark och bergförhållanden.

Avseende fortsatt arbete så rekommenderas en bredare bedömning av underhåll i tunnlar än avseende förstärkning och vattenavledning. Förvisso är dessa betydande system men underhåll görs även av andra system och det rekommenderas en övergripande studie av tunnelunderhåll som tar in alla tekniska system, el, kommunikation mm och även behov av tvätt etc. Med en sådan studie tillgänglig går det bättre att bedöma betydelsen av underhåll av förstärkning- och vattenavledningssystem.

Det rekommenderas vidare att ta fram en enkel och tillämpbar modell för bedömning av systemval på projektnivå. Att tillämpa en LCC-analys baserat på nuvärdesmetoden blir komplicerat då många osäkra och i viss mån subjektiva steg krävs. Som alternativ till LCC modell föreslås att arbeta vidare på underlag i denna rapport och att utifrån en AHP-struktur (Analytic Hierarchy Process) ta fram en beslutsmodell för inriktning på systemval som inkluderar livscykelkostnaden. Behoven av en annan modell för LCC-analyser än traditionell nuvärdesanalys understryks bla i Gluch & Baumann (2004) som anger metoden ofullständig när relevanta indata saknas vilket leder till subjektiva värderingar.

Tack

Författarna tackar referensgruppen för aktivt deltagande och värdefull information i samband med arbetsmöten och granskning. I referensgruppen har deltagit Per Tengborg, BeFo, Thomas Dalmalm, Per Thunstedt och Fredrik Brynielsson Trafikverket, Tommy Ellison, BESAB samt Anders Fredriksson Sweco. Värdefull information har också erhållits av Robert Sturk på Skanska och Jan Ausland på Jernbaneverket Norge samt Elisabeth Olsson och Thomas Andersson på Ramböll Sverige AB.

Referenser

- Andrén, A. (2009): Degradation of Rock and Shotcrete Due to Ice Pressure and Frost Shattering. Licentiate thesis, Dep of Civil, Mining and Environmental Engineering, Luleå tekniska universitet. ISSN: 1402-1757.
- Andrén, A., Eriksson, M., Wilén, P. (2008). Hantering av vatten i tunnlar – problem och möjligheter. Föredrag vid Bergmekanikdag i Stockholm 2008. ISSN 0281-4714. Pp 111-120.
- Ansell, A., Holmgren, J., Mundt, E., Silfwerbrand, J., Stille, H., Sundquist, H. (2006): Drift, underhåll och reparation av trafiktunnlar – State-of-the-art och förslag till forskningsprojekt. Rapport 110, Bygghälsa, Brobyggnad, KTH, 2006. ISSN 1103-4289.
- ASEK 5 (2012): ASEK – arbetsgruppen för samhällsekonomiska kalkyl- och analysmetoder inom transportområdet. Rapporter tillgängliga via www.trafikverket.se.
- Eriksson, M. Edelman, M. (2014). LCC analyser för vattenavlednings- och bergförstärkningssystem. BeFo Rapport 131. ISBN 91-631-6632-1.
- Fredriksson, A., Johansson, K-Å, Johansson, J., Olsson, L. (1997). Bergunderhåll i Ringens trafiktunnlar. Metodik för framtagande av inspektionsprogram. Föredrag vid Bergmekanikdag i Stockholm 1997. ISSN 0281-4714. Pp 113-130.
- Fredriksson, A., Creütz, M., Hässler, L., Niland, J., Olsson, L. (2006). Citybanan i Stockholm – Vatten- och frostsäkring i spårtunnlar – LCC-analys av alternativa lösningar. T1-0903-0102-05_PM07.
- Gluch, P.; Baumann, H. (2004): The life cycle costing (LCC) approach: a conceptual discussion of its usefulness for environmental decision-making. J. of Building and Environment 39 (2004) 571-580.
- Hargelius, H. (2006). Dräner i tunnlar – inventering baserad på litteratur, intervjuer och fältstudier. SveBeFo Rapport 77. ISBN 91-631-6632-1.
- Langdon, D. (2007): Life Cycle Costing (LCC) as a contribution to sustainable construction: a common methodology.
- Lindbom, U., Dalström, L-O. (2013): Life time optimization of hard rock tunnel maintainance. Proc. to the 2nd Nordic Rock Mechanics Symposium, Gothenburg, Sweden 2013. ISBN 978-91-637-4351-1. Pp 73-80.
- Lindqvist, P-A., Malmtoorp, J., Stille, H., Wååk, O. (1999). LCC-analys för järnvägstunnlar – En förstudie. Banverket 1999.
- Mattsson, H-Å, Stille, H. (2010). Drift och underhåll av tunnlar i ett livslängdsperspektiv. Föredrag på Tunnlar och berganläggningar 2010, Wennergren Center Stockholm. Presentation erhållen via e-post.
- Skoglund, A. (2012): Nyttan av LCC-analyser vid planering av underhållsarbetet i SL:s spårtunnlar. Examensarbete 345, Bygghälsa, Brobyggnad, KTH, 2012. ISSN 103-4297.
- Trafikverket (2012): Introduktion till samhällsekonomisk analys – Samhällsekonomi och modeller PM 2012:01. Tillgänglig via www.trafikverket.se.

MILJÖDATABASEN CGW - UPPFÖLJNING AV MILJÖDOMAR I STORA INFRASTRUKTURPROJEKT CGW, database for managing environmental data in major infrastructure projects

*Anna Almerheim, Bergab – Berggeologiska Undersökningar AB
Erik Meland, Bergab – Berggeologiska Undersökningar AB*

Sammanfattning

I databasen CGW (Citybanan geoweb) samlas stora mängder data. CGW möjliggör effektiv styrning av åtgärder för att hålla villkoren i miljödomen. Systemet är skapat för att snabbt ta fram underlag i form av standardiserade rapporter och grafer. Erfarenhet från Citybanan visar att det ofta är bättre och effektivare att använda enkla grafer för analyser än avancerade analysverktyg både för att styra bygget och för att pedagogiskt presentera mätresultaten. CGW utför bland annat beräkning av grundvattennivåer utifrån nedmätningar samt summering av inläckagepunkter för att erhålla inläckage på de delsträckor som definierats i miljödomen. När ett gränsvärde över- eller underskrids larmar systemet via mail eller sms. Hela kedjan är kvalitetssäkrad genom specifika rutiner vid mätning, granskning av data samt loggning av händelser i systemet.

Pendeltågstunneln Citybanan är ett av Sveriges största infrastrukturprojekt. För såväl bygg- som drifttiden krävs tillstånd enligt miljöbalkens elfte kapitel för att leda bort inläckande grundvatten från anläggningen. Trafikverket har även fått tillstånd att tillfälligt sänka av grundvattennivåer samt att infiltrera vatten i marken för att upprätthålla nivåer. För att följa upp tillstånd för vattenverksamhet finns kontrollprogram framtagna, vilka godkänts av tillsynsmyndigheten, Länsstyrelsen. Uppföljningen kräver att miljödata, så som grundvatten- inläckage- infiltrations- och sättningsdata, samlas på ett effektivt och tillgängligt sätt. Databasen underlättar även förmedlande av data till byggledning och berörda fastighetsägare. CGW har under byggtiden av Citybanan använts som analysverktyg och arbetsredskap med gott resultat.

Abstract

In the database CGW (City Line geoweb) a large amount of data is collected. CGW makes possible an effective control of actions for maintaining the conditions in the environmental judgement. The system is created for a rapid production of standardized reports and graphs. Experience from the City Line Project shows that it is often better and more effective to use simple graphs instead of advanced analysis tools both for control of the construction process and for a pedagogical presentation of the measuring results. CGW performs among other things calculation of groundwater levels from recordings and summation from leakage points in the tunnel, in order to obtain the leakage of groundwater from sections, which are defined in the environmental

judgement. When a value exceeds or falls below a preset limit value the system sends a warning as an e-mail or an SMS. The whole chain is quality assured through specific routines for recording, data checking and event logging in the system.

The commuter train tunnel, Stockholm City Line, is one of the largest infrastructural projects in Sweden. For both the construction period and the operating time a permission is required according to the eleventh chapter of the environmental Code for draining off incoming groundwater from the tunnel system. The Swedish Transport Administration also has a permission to lower groundwater tables temporarily and infiltrate water into the ground in order to maintain groundwater levels. For the follow-up of permissions, control programs has been produced, which has been authorized by the supervision authority, Länsstyrelsen. The follow-up requires that environmental data concerning leakage of groundwater and groundwater levels are collected in an effective and easily accessible way. The database also facilitates the distribution of data to the construction management and concerned house owners. During the construction period of Stockholm City Line, CGW has been used both as a tool for analysis and daily work with very good results.

Bakgrund – Citybanan och miljödömmar

Citybanan är en sex kilometer lång pendeltågstunnel, som sträcker sig från Tomtebodan till Södra station i Stockholm. Arbetet med tunneln inleddes år 2009. När den tas i drift år 2017 kommer spårkapaciteten genom Stockholm att fördubblats. Tunneln byggs mestadels i berg men med ett par passager som betongtunnel. Projektet omfattar även byggnationen av två nya stationer, Stockholm City och Stockholm Odenplan samt en ny järnvägsbro mellan Älvsjö och Årstaberget. Citybanan har en beräknad livstid på 100 år.

Under både bygg- och drifttid behöver inläckande grundvatten ledas ut ur anläggningen. Bortledning av grundvatten utgör vattenverksamhet, vilket kräver tillstånd enligt miljöbalkens elfte kapitel. Trafikverket har av Mark- och miljödomstolen, förutom tillstånd till detta, även fått tillstånd att tillfälligt sänka av grundvattennivåer samt att infiltrera vatten i marken för att upprätthålla grundvattennivåer om så behövs. Miljödomen innefattar ett flertal villkor under vilka tillståndet för vattenverksamhet gäller. Villkoren reglerar exempelvis högsta tillåtna inläckage i tunneln, områden där aktiv avsänkning får ske och till vilka nivåer samt hur mycket vatten som ska infiltreras. Länsstyrelsen är tillsynsmyndighet för vattenverksamhet och har till uppgift att se till att villkoren i miljödomen efterlevs. Trafikverket har för detta ändamål tagit fram kontrollprogram vilka godkänts av tillsynsmyndigheten. Kontrollprogrammen beskriver vilka typer av mätningar som ska utföras och i vilken omfattning. Redan i ansökan om vattenverksamhet definierades för Citybanan ett influensområde inom vilket påverkan från byggnationen inte kunde uteslutas. Detta influensområde återfinns i kontrollprogrammen och utgör det område inom vilket flertalet av mätpunkterna återfinns. Även utanför influensområdet finns mätpunkter för omgivningskontroll. Mätningar inom projektet utförs av ett stort antal aktörer. Sedan Citybanans byggstart har Trafikverket regelbundet återkopplat byggstatus samt eventuell miljöpåverkan från

vattenverksamheten till Länsstyrelsen. Detta sker vid så kallade tillsynsmöten. Inför varje tillsynsmöte tas rapporter fram vilka med text och grafer beskriver grundvattennivåer inom influensområdet, omfattning på rådande inläckage samt utsträckning av pågående infiltration.

Syftet med miljödomen och villkoren för vattenverksamhet är att minimera skador på byggnader och anläggningar inom influensområdet. Som naturligt vid ett omfattande infrastrukturprojekt i en stadskärna finns ett stort antal sakägare så som fastighetsägare och myndigheter. Det stora behovet av att analysera och presentera miljödata för berörda parter så som tillsynsmyndighet och sakägare, men även internt, i ett projekt som Citybanan kräver att mätdata samlas in och tillhandahålls på ett effektivt och tillgängligt sätt. För detta ändamål skapades databasen Citybanan geoweb, CGW.

Utveckling av CGW

Behovet av att samla miljödata är mer eller mindre utpräglat i de flesta stora bygg- och anläggningsprojekt. När arbetet med tunneln genom Hallands ås återupptogs år 2003, lät dåvarande Banverket utveckla databasen HASP (Hallandsås Projektdatabas). HASP är en tydligt projektrinriktad databas utifrån den typ av tunneldrivning (TBM) som användes i projektet, med funktioner för exempelvis planering och uppföljning av tunnelringar. HASP är en fullständigt dynamisk databas där i stort sett vilka mätningstyper som helst kan läggas till. När Banverket stod inför uppgiften att ta fram en databas för Citybanan efterfrågades ett system som var hårdare uppstyrt än HASP, mer förenklat och användarvänlig samt med möjlighet att exportera standardiserade och kvalitetssäkrade grafer och rapporter. Med HASP som grund utvecklades en ny databas med ett tydligt syfte; uppföljning av Citybanans miljödömmar. Resultatet blev databasen CGW.

Rutiner för mätning och granskning av mätdata

I CGW finns över tre tusen mätobjekt av typerna grundvatten, rörelse, tunnelvatten och inläckage. När Citybanans berguttag var som störst inkom varje månad tusentals mätvärden till databasen genom mestadels manuella mätningar men även automatiska. Mätningar med automatisk mätutrustning och elektronisk överföring till CGW används i mätpunkter där ett tätt mätintervall krävs eller där tillgängligheten till mätobjekten är låg. Manuella mätningarna utförs av ett stort antal aktörer, varför rutiner för samstämmiga mätningar behövs. Rutinerna är framtagna av Trafikverket och beskriver hur mätning av de olika typerna ska utföras, men även hur mätpunkter ska funktionstestas och underhållas samt hur installation av nya mätpunkter ska ske.

Mätrutinen innebär även att fältprotokoll, som genereras av CGW, ska användas vid mätning. Fältprotokollen, som kan skrivas ut från databasen, innehåller dels relevant information om mätobjektens lokalitet och placering, dels mätvärdet från de tre senaste mätningarna inrapporterade i databasen. Den sistnämnda informationen möjliggör en första relevanskontroll av det nyss uppmätta värdet i förhållande till tidigare värden,

vilket ger personen som utför mätningen möjlighet till en direkt ommätning om det första mätvärdet inte verkar rimligt.

Av samma anledning som rutiner för mätning tagits fram, har även rutiner och en funktionalitet för granskning av mätdata i CGW framtagits. Granskning sker efter att mätvärden rapporterats in till databasen. Mätdata visualiseras bäst i grafer och i CGW kan data ritas upp i en speciell granskningsgraf. Genom att exempelvis rita upp mätserier för ett antal grundvattenrör, som används för mätning inom samma grundvattenmagasin (och därmed vanligen samvarierar), syns tydligt om ett mätvärde för något mätobjekt avviker från resterande mätserier. Data kan godkännas genom en knapptryckning i grafvyn och om ett mätvärde bedöms vara felaktigt kan det felmarkeras. Felmarkerade mätvärden visas sedan inte i systemets övriga grafer och rapporter. Mätvärden kan även korrigeras om en felskrivning skett vid inläsning. Om en ny bedömning görs, att ett sedan tidigare godkänt mätvärde trots allt anses felaktigt, kan detta felmarkeras i efterhand. Möjlighet finns även att skriva en kommentar om varför en ny bedömning gjorts.

Beräkningar i systemet

Inom ramen för Citybanans kontrollprogram för vattenverksamhet utförs flera typer av mätningar. Det uppmätta värdet är dock inte alltid det relevanta värdet att visa i grafer och rapporter, utan en viss beräkning krävs för att sätta värdet i sitt sammanhang. Manuella mätningar av grundvattennivåer utförs med ett ljud- eller ljuslod bestående av ett centimetermärkt band på rulle med en sond i den yttre änden av bandet. Sonden vevas ner i grundvattenröret och avger vid kontakt med vattenytan en signal. Mätvärdet i detta fall utgörs av den avläsning som görs från lodets band i jämnhöjd med grundvattenrörets överkant. För att kunna relatera mätvärden från flera olika rör till varandra krävs att mätvärdena från respektive rör räknas om i samma höjdsystem. Denna beräkning skulle kunna göras manuellt utanför systemet, men för att undvika att felaktigt beräknade värden hamnar i databasen, görs dessa beräkningar automatiskt i CGW. Höjdsystemet som används i projekt Citybanan är RH00. Den avvägda nivån i rådande höjdsystem, för överkanten på varje mätobjekt av typen grundvatten, utgör en så kallad grunduppgift, utan vilken mätobjekt inte kan sparas i databasen. Vid inläsning av uppmätta mätvärden utför CGW för varje mätobjekt beräkningen *rör överkant – uppmätt värde = beräknad nivå*. Detta är en beräkning, som trots sin enkelhet, minskar den manuella hanteringen med ett steg och därmed risk för felaktigheter för all grundvattendata, som sparas i databasen. Både det uppmätta värdet och det beräknade värdet sparas i CGW, men det är det beräknade värdet som visas i grafer och i rapporter genererade av systemet.

Ibland behöver grunduppgifter så som nivå för rörets överkant ändras. Detta blir exempelvis aktuellt om ett grundvattenrör behöver kapas för att kunna förläggas i betäckning. CGW hanterar detta genom en versionshantering av grunduppgifter som används vid beräkningar. Utifrån det datum som anges när en ny uppgift sparas skapas en ny version. Beräkning för nyinkomna mätvärden sker alltid utifrån den senaste

versionen. Om mätvärden redan har inrapporterats till systemet efter det datum som valts som nytt versionsdatum, sker en omräkning av alla mätvärden, som inkommit efter detta datum.

Sättningsmätningar utförs genom inmätning av dubbar och peglar med en så kallad totalstation. Genom att inledningsvis rikta i totalstationen mot en i sammanhanget fast punkt, så kallad fixpunkt (exempelvis en dubb placerad på en bergvägg med känd nivå i det aktuella höjdsystemet) och därefter vrida totalstationen mot en dubb placerad på en byggnad, kan en inmätning av den senare dubben göras. Genom att upprepa denna inmätning vid återkommande tillfällen kan små och långsamma rörelser, så kallade sättningar eller hävningar uppmätas för byggnaden. Till skillnad från vad som gäller för grundvatten är det för sättningsrörelser inte den aktuella nivån som är det mest relevanta, utan förändringen från tidigare mätningar. CGW utför ingen beräkning vid inläsning av sättningsdata (där uppmätt nivå sparas), däremot vid presentation av en eller flera mätserier i grafer. Ett visst datum utgör startdatum i grafen då alla mätserier får värdet 0. Övriga värden räknas om från uppmätt nivå till förändring i mm från startdatumet, vilket tydligt visualiserar storleken på eventuella rörelser för grafens ingående mätobjekt. Vilket startdatum som används kan justeras i grafvyn.

För uppföljning av villkor för infiltration och inläckage avläses inom projekt Citybanan regelbundet ett stort antal summaflödesmätare, vilka rapporteras in i CGW. Relevant information i detta sammanhang är oftast inte mätarställningen i sig, utan medelflödet för en viss period, perioden mellan två mättillfällen. Vid inläsning av mätvärde av typen medelflöde är det mätarställningen som läses in och utifrån skillnaden från föregående inrapporterad mätarställning samt tiden som passerat mellan de två mättillfallen beräknar CGW ett medelflöde. Både den avlästa mätarställningen och det beräknade medelflödet sparas i databasen, men endast det beräknade värdet visas i grafer. För mätning och beräkning av inläckage från länshållningsvatten och processvatten krävs i regel avläsning av ett flertal flödesmätare. Inläckaget beräknas sedan som skillnaden mellan total volym vatten ut ur tunneln och total volym vatten in i tunneln. För detta ändamål finns i CGW en funktion, där mätvärden från två eller flera mätpunkter (i detta fall punkter för vilka ett medelflöde beräknas) ingår som positiva eller negativa termer i en beräkning av ett nytt mätvärde. Detta kallas i CGW att beräkna inläckage för en virtuell mätpunkt, som kan representera exempelvis en delsträcka som anges i miljödomen.

Effektiv uppföljning av villkor och styrning av åtgärder

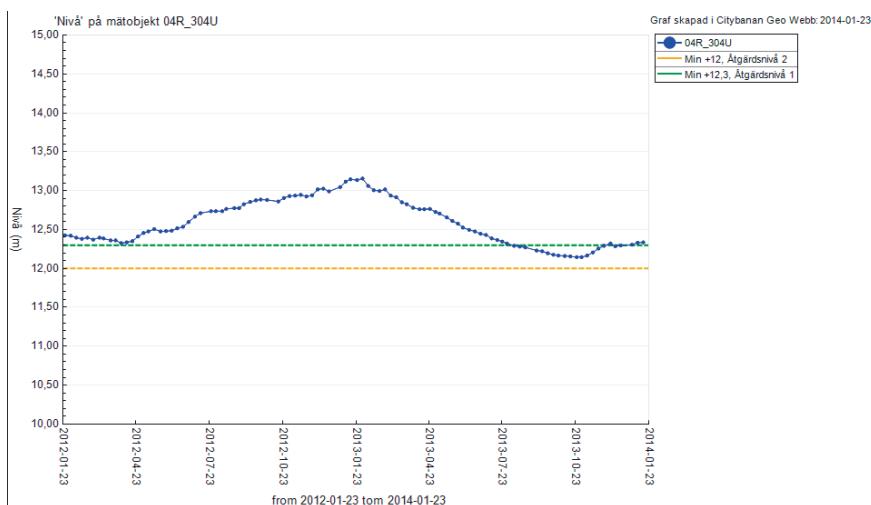
En viktig del av Citybanans kontrollprogram för vattenverksamhet är att det beskriver vilka åtgärder som ska tas till om mätningar visar att något villkor riskerar att inte hållas. För att säkerställa att planering och åtgärder utförs på ett riktigt sätt har så kallade åtgärdsnivåer fastställts. Teoretiskt sett utgörs en åtgärdsnivå av ett numeriskt gränsvärde, som skrivs in och sparas i CGW i anslutning till ett mätobjekt. Värdet kan sparas som typen minvärde eller maxvärde. När mätvärden inkommer till ett mätobjekt i CGW, som har gränsvärdena kopplat till sig, larmar systemet om mätvärdet överskrider

ett maxvärde eller underskrider ett minvärde. Larmet består av ett epostmeddelande och/eller SMS, som skickas till berörda personer. Av larmtexten framgår vilket mätobjekt larmet gäller, vilket gränsvärde som passerats samt vilket det aktuella värdet var som utlöste larmet. I databasen samlas alla larm i en larmlista där behöriga personer sedan kan gå in och kvittera och åtgärda larmet.

För inläckage är åtgärdsnivåer kopplade till de inläckagevillkor som beskrivs i miljödomen. Två typer av åtgärdsnivåer är definierade, där åtgärdsnivå 1 motsvarar riktvärdet för högsta tillåtna inläckage under drifttiden och åtgärdsnivå 2 högsta tillåtna inläckage under byggskedet. Om åtgärdsnivå 1 överskrids innebär detta att behovet av kompletterande tätning av tunneln ska ses över och om åtgärdsnivå 2 överskrids innebär detta att kompletterande tätning ska utföras.

För grundvattennivåer är åtgärdsnivåer kopplade till objekt som är känsliga för grundvattennivåsänkning. Exempel på sådana objekt är byggnader med grundläggning som är känslig för grundvattennivåsänkning, så som rustbädd eller träpålar. Även byggnader där servisledningar ligger på lermark anses som känsliga. Åtgärdsnivåer för grundvatten definieras i de flesta fall genom en analys av historiska grundvattennivåer. Åtgärdsnivå 1 motsvarar en normal lågvattennivå för ett grundvattenmagasin och åtgärdsnivå 2 definieras som lägsta uppmätta grundvattennivå i samma magasin. Om grundvattennivån underskrider åtgärdsnivå 1 ska en utredning om anledningen till de låga nivåerna göras. En direkt åtgärd kan även vara att mätningarna i det aktuella magasinet förtätas för att snabbt kunna identifiera en fortsatt sänkning. Om en åtgärdsnivå 2 för grundvatten underskrids innebär detta att skyddsinfiltration av vatten till grundvattenmagasinet ska påbörjas. Möjligheten att larma på passerade gränsvärden används även vid infiltration. I detta fall läggs en maxnivå för grundvatten in i systemet utifrån exempelvis lägsta källargolvsnivåer i området närmst infiltrationspunkten. Denna typ av larm utgör en säkerhetsåtgärd för att inläckage till källare inte ska inträffa med anledning av att infiltration pågår.

Åtgärdsnivåerna i CGW styr inte endast larm utan fyller även en visuell funktion i grafer. När data från mätobjekt med åtgärdsnivåer ritas upp i systemets genererade grafer finns möjligheten att tända upp åtgärdsnivån som en streckad horisontell linje i grafen (se figur 1). Detta är ett sätt att tydliggöra data i förhållande till definierade åtgärdsnivåer i kommunikationen med tillsynsmyndigheten, berörda sakägare samt inom projektet.



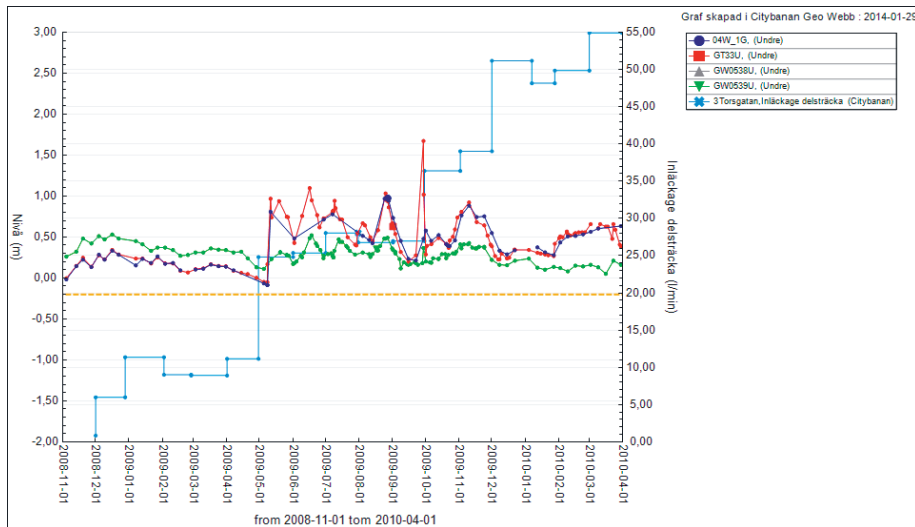
Figur 1. Grundvattengraf där de streckade linjerna utgör åtgärdsnivåer för mätobjektet. *Groundwater level graph with horizontal lines showing target action levels for the preparation and starting of induced infiltration of water respectively.*

Exempel från Citybanan

Att tillstånd för vattenverksamhet från miljödomstolen krävs för ett stort tunnelprojekt som Citybanan är en självklarhet. I betydligt mindre byggprojekt händer det att tillstånd inte söks, på grund av okunskap eller missbedömning av huruvida arbetet innebär en betydande miljöpåverkan eller ej. Grundläggningsarbeten för exempelvis nya byggnader innebär många gånger schaktning under grundvattennivå, där den tänkta konstruktionsmetoden inte alltid ger den täthet som beräknats, eller kan genomföras så snabbt som planerat. När flera byggprojekt pågår inom samma grundvattenmagasin, men endast en av parterna innehar en miljödom, uppstår problem i ansvars- och åtgärdsfrågor. I en storstadsmiljö som Stockholm, med ett relativt stort hydrogeologiskt system, kan avancerade analysverktyg vara svåra och tidskrävande att tillämpa. En mänsklig bedömning av enkla och tydliga grafer är ofta en effektivare metod för att analysera påverkan.

Under 2008 visade Citybanans grundvattenmätningar i området kring Torsgatan i Stockholm på sjunkande nivåer. Drivningen av Citybanans arbetstunnel i det aktuella området, Torsgatantunneln, var inte påbörjad, varför detta inte kunde vara orsaken till avsänkningen. I Citybanans kontrollprogram fanns dock åtgärdsnivåer för flera av grundvattenrören i området, kopplade till känsliga byggnader. Genom att mätpunkter och mätdata fanns tillgängliga i CGW, kunde en samlad bild av grundvattengrafer och mätpunkternas placering snabbt tas fram, vilket visade att avsänkningen var som störst vid Norra Bantorget och minskade i riktning väster ut (se figur 2 och 3). Slutsatsen kunde genom en relativt enkel metod dras, att påverkan kom från arbetet med att uppföra en ny byggnad vid Norra bantorget.

På samma sätt som standardiserade grafer från CGW användes för att utesluta påverkan från Citybanan i exemplet ovan, kunde den också påvisas vid ett senare skede. När arbetet med Torsgatantunneln väl påbörjades, visade sig berget vara sämre än prognostiserat och inläckaget därefter högre än förväntat. Detta resulterade i att grundvattennivån i området sjönk. Slutsatsen att det var bygget av Citybanan som orsakade de sjunkande nivåerna, kunde dras med underlag från CGW, där grafer med grundvattennivåer och inläckage snabbt kunde skapas. När grundvattenmätningar visade att nivån började närma sig åtgärdsnivå, inleddes skyddsinfiltration och grundvattennivån kunde på detta sätt upprätthållas (se figur 4).



Figur 4. Graf som visar hur inläckaget i Torsgatantunneln ökar samt hur grundvattennivån inledningsvis sjunker ner mot åtgärdsnivå, för att sedan stiga till följd av infiltration. *Graph showing how water leakage into the tunnel increases, how the groundwater level is lowered towards action levels and then is raised again due to infiltration.*

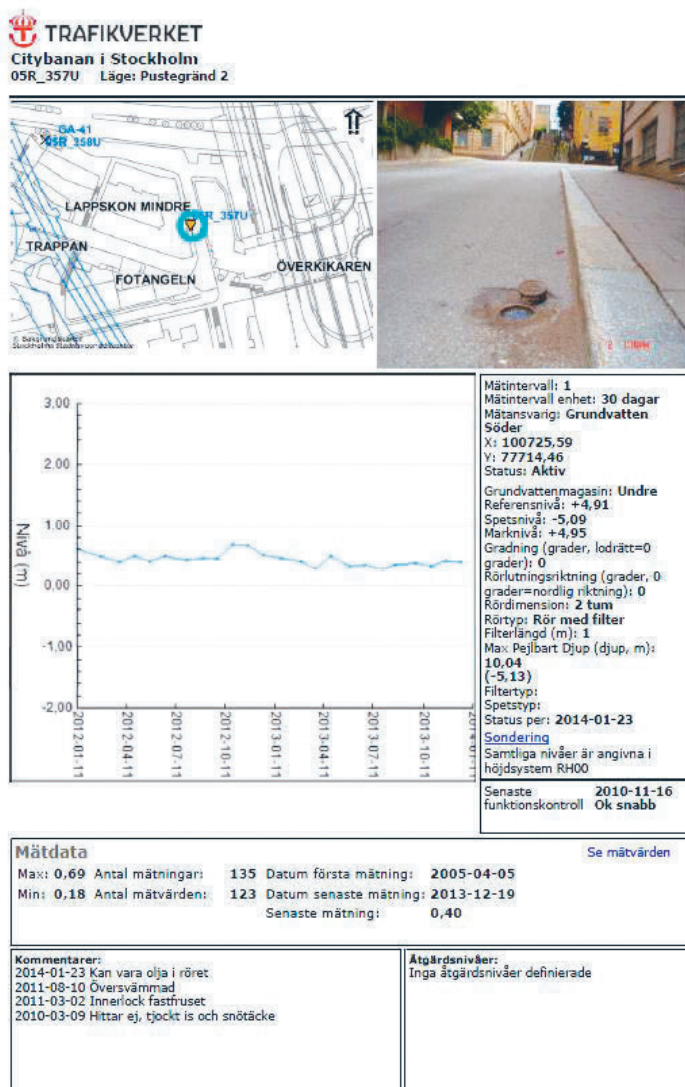
Export av data

Som tidigare nämnts finns, förutom behovet att samla all miljödata i databasen, även behovet att kunna exportera data. Data exporteras ofta i form av grafer som systemet genererar. I grafvyn finns möjlighet att påverka grafens utseende så som skala på axlar, datumperiod samt möjlighet att visa åtgärdsnivåer, nederbörd och nivåer för ytvattnet. Export av grafer görs smidigt genom att kopiera till utklipp i grafvyn (se figur 5).



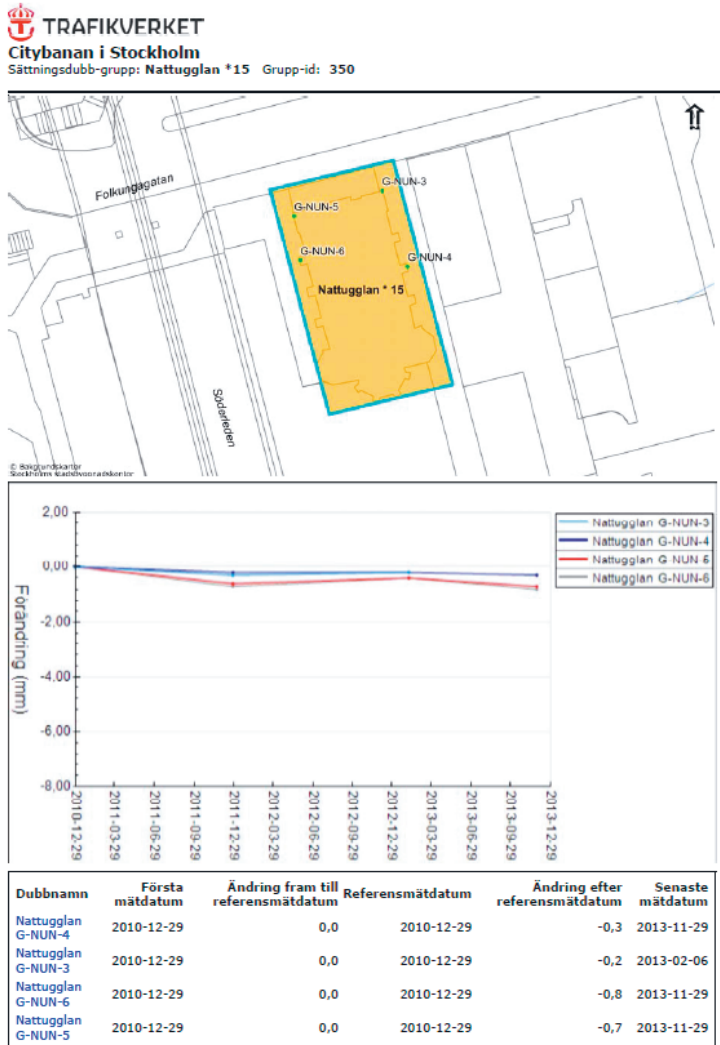
Figur 5. Grafvyn från vilken anpassning av graf samt export till urklipp kan göras. *The graph view in which the graph can be adjusted or exported.*

CGW genererar även färdiga rapporter som kan skrivas ut direkt på skrivare eller som pdf. Rapporter som kan genereras är för mätobjekt, dubbgrupp, kvarter och fastigheter. En mätobjektsrapport innehåller förutom en graf över mätvärden, diverse information hämtad från mätobjektets grunduppgifter så som bild, karta och beskrivning över rörets placering samt information om mätintervall (se figur 6).



Figur 6. Mätobjektsrapport för en grundvattenmätpunkt genererad i CGW. Report for a specific groundwater pipe generated in the database.

Sättningsmätpunkter som sitter på ett och samma objekt, exempelvis ett antal dubbar runt en byggnad, kan i CGW grupperas ihop till en dubbgrupp. En dubbgruppsrapport utskriven ur CGW innehåller en karta över objektet och dubbarnas placering, samt en graf för samtliga mätpunkter (se figur 7).



Figur 7. Dubbgruppsrapport genererad i CGW. Report for a spike group recording movements in a building.

Under genomgången av vilka känsliga objekt som finns inom Citybanans influensområde, erhöles en stor mängd information om byggnader och deras grundläggning med mera. Denna information finns lagrad i CGW och går att exportera i form av byggnadsrapporter. En sådan rapport innehåller förutom karta och grundläggningsinformation, även grafer för de grundvattenrör som med åtgärdsnivåer är kopplade till byggnaden samt information om vilka sättningmätpunkter som mäts i syfte att kontrollera rörelser i byggnaden. Kvartersrapporter visar med karta, text och grafer vilka mätpunkter som finns i anslutning till kvarteret.

Data kan även exporteras i tabellform från CGW till Excel- och Accessformat för ett eller flera mätobjekt. Även information om mätobjekten i sig kan exporteras på detta sätt, där de olika grunduppgifterna radas upp i kolumner.

Juridisk hållbarhet och behörighet

Under utvecklingen av CGW var en viktig del att systemet skulle vara juridiskt hållbart. Vid eventuella tvistemål ska kvalitetssäkrade data kunna hämtas från systemet. Data som en gång lästs in till systemet, kan aldrig raderas, utan endast korrigeras eller felmarkeras om de skulle vara felaktiga. I praktiken innebär detta, förutom de rutiner som fastställts för mätning och granskning av mätdata, att all aktivitet i CGW loggas med datum och användare. Loggningen sker dels i form av *historik* i olika delar av systemet, dels i två mer kodliknande logglistor. Historik återfinns exempelvis under grunduppgifterna för alla mätobjekt i databasen, den tidigare nämnda versionshanteringen, där information om alla ändringar sparas. Även information om själva mätningen för varje objekt, så som mätintervall och ändringar av detta, sparas som historik. Varje mätvärde i CGW har en historik, där det framgår när mätvärdet inkom till CGW, när eventuell beräkning i systemet skedde, om korrigering av mätvärdet gjorts samt när granskning utfördes. Larm för varje mätobjekt sparas i en lista, där all information om mätvärde, det passerade gränsvärdet, larmsätt (epost/sms), mottagare och kvittens sparas för varje larm. I de två logglistorna i CGW, ändringslogg och beräkningslogg, sparas i stort sett samma information som återfinns som historik, men i logglistorna mer samlad och i ett mindre användarvänligt format.

CGW har också ett behörighetssystem vilket gör att användare inte har mer befogenheter att påverka systemet än nödvändigt. Den lägsta behörighetsnivån är webbanvändare, vilket innebär att användaren endast kan söka fram, titta på samt exportera data. Nästa nivå är mätrapportör, till vilken hör personer som utför mätningar i projektet och behöver kunna rapportera in dessa till databasen. Webbanvändare och mätrapportörer har endast åtkomst till granskade och godkända mätdata. De kan även skapa grupperingar för objekt de ofta söker fram. Användare med de två lägsta behörigheterna har heller inte tillgång till loggad historik. Högsta nivån för vanliga användare är granskare. Användare av denna grad har förutom ovan nämnda behörigheter även befogenhet att granska och korrigera mätvärden samt kvittera och åtgärda larm. Det är granskare som styr och ändrar detaljer kring mätningar så som mätintervall. Granskare kan även ändra de flesta grunduppgifter för mätobjekt samt

skapa nya mätobjekt. Behörighet att ändra grunduppgifter som används för beräkning har endast ett fåtal administratörer. Det är administratörer som sköter administration av användare, behörighetsgrupper och systemet i helhet. En enskild användares åtkomst kan begränsas till specifika mätobjekt i databasen. Ansökan och behörighetstilldelning för tillgång till CGW sköts av Trafikverket.

Miljödatabasens framtid

Nyttan med CGW har visat sig stor inom projekt Citybanan. När Trafikverket inledde planeringen av andra stora infrastrukturprojekt, så som Västlänken och Förbifart Stockholm, var det en självklarhet att en databas för att samla alla miljödata skulle användas. Tankar finns även på att utveckla en större nationell databas, som skulle kunna användas av alla stora kommande projekt. Processen att skapa en databas som CGW är ett tidskrävande arbete, som kräver en omfattande kravställning, utveckling och testning. Miljödata från stora infrastrukturprojekt som hinner starta upp innan någon ny databas finns tillgänglig kommer därför inledningsvis att sparas i separata kopior av databasen CGW, kallade TMO (Trafikverkets Mätdata för Omgivningspåverkan). För att en databas ska kunna leva kvar behövs även ett visst underhåll i takt med att webbläsare och programvaruprodukter uppdateras till nya versioner. Så länge TMO används i flera projekt kommer medel att finnas för att underhålla systemet där CGW utgör en av de parallella databaserna.

Referenser

Citybanans miljödomar:

MÖD 3980-09, M 1659-07, M 2301-07, M 4128-08, M 18324-05, M 1624-07, M 1761-07, M 16486-05.

Citybanans kontrollprogram för vattenverksamhet:

K. Persson, 2009 (2012), Kontrollprogram vattenverksamhet, Trafikverket P3-0615_kontrollprogram Tomtebodav-Riddarholmen.

K. Persson, 2009 (2012), Kontrollprogram vattenverksamhet, Trafikverket P3-0815_kontrollprogram Södermalm.

Citybanans rutiner för mätningar:

B. Winnerstam, 2010 (rev. 2013), Rutiner för mätning av grundvattennivå och portryck, Trafikverket 9553-12-025-050.

K. Persson, 2010, Rutiner för infiltration, Trafikverket 9553-12-025-051.

L. Flodmark m.f., 2010, Rutiner för mätning av inläckage och processvatten, Trafikverket 9553-12-025-047.

L. Flodmark m.f., 2010, Rutiner för sättningsmätningar, Trafikverket 9553-12-025-048.



Box 5501
SE-114 85 Stockholm

info@befonline.org • www.befonline.org
Besöksadress: Storgatan 19

ISSN 0281-4714