

BeFo



STIFTELSEN BERGTEKNISK FORSKNING
ROCK ENGINEERING RESEARCH FOUNDATION

BERGMEKANIKDAG 2012

Föredrag



BERGMEKANIKDAGEN 2012

- 08.30 Registrering, Kaffe/The
- 09.00 Inledning
Per Tengborg, BeFo
- Presentation av EU-projekt: Intelligent Innovative Deep Mine
Erling Nordlund, Luleå tekniska universitet
- Inbjudna gästföreläsare:
Bergmekanisk forskning och utveckling i Norge/Finland
Charlie Li, NTNU, Norge
Mikael Rinne, Aalto University, Finland
- 10.00 **Förundersökningar och labbtester**
- Inledare: Beatrice Lindström, Trafikverket
- Förfart Stockholm - Borrhålsundersökningar som underlag för byggande i berg
Tomas Svensson, Geosigma / Kent Hansson, Geosigma / Eva Samuelsson, Geosigma / Calle Hjerne, Geosigma
- 10.30 Kaffe, The & Frukt
- Influence of heat on the physical and mechanical properties of selected rock types
- A laboratory study
Christine Saiang, Luleå University of Technology
- Laboratory study on the impact of matedness on the peak shear strength of rock joints
Ahmed El-Sayed, Ramböll / Fredrik Johansson, KTH/Sweco
- 11.30 **Utmaningar vid bergbyggnad - Inledare: Per Tengborg, BeFo**
- Brytningsrelaterade utmaningar hos Rana Gruber
Kristina Jonsson, Rana Gruber, Norge
Susanne Nävermo Sand, Rana Gruber, Norge
- 12.00 Lunch
- 13.00 En miljövänlig metod för bergbrytning - hydraulisk spräckning
Ulf Håkansson, Skanska/KTH / Yanting Chang, Geton Consulting / Erik Ahnberg, Emstone
- Dynamisk belastning av fallande fullborrningskrona
Anders Nyström, Boliden Mineral / Per-Ivar Marklund Boliden Mineral / Anders Fredriksson SWECO Infrastructure / Gunnar Rådberg, Bergteamet

- 13.45 **Inläckage & tätning - Inledare: Thomas Dalmalm, Trafikverket**
- Silica sol injektering - rätt och fel
Johan Funehag, Chalmers tekniska högskola/Tyréns
- Karakterisering av berg i 2D och 3D för injektering
Lisa Hernqvist, Vectura, tidigare Chalmers
- 14.30 Kaffe
- Observationsmetodens tillämpning på inläckande grundvatten i bergtunnlar
– fallstudie: Norra länken i Stockholm
Johan Spross, KTH / Hana Liszka, Trafikverket / Stefan Larsson, KTH
- Ny metod för tätning av injekterings- och bulthål i tunnlar
Björn Sandström, WSP / Ingvar Bogdanoff, f.d. WSP/ Robert Engström / Trafikverket
- 15.30 **Stabilitetsanalys - Inledare: Erling Nordlund, Luleå tekniska högskola**
- Consideration of the rock mass property variability in numerical modeling of open slope stability
Musa Adebayo Idris, Luleå University of Technology
David Saiang, SRK Consulting (Sweden)
Erling Nordlund, Luleå University of Technology
- Bedömning av stabilitet och tunnelförstärkning via numerisk modellanalys
- Norra Länken
Diego Mas Ivars, Itasca Consultants / Yoann Hebert, Itasca Australia Pty Ltd. /Daniel Billaux, Itasca Consultants SAS / Rocío Batres-Estrada, Sweco Infrastructure / Thomas Dalmalm, Trafikverket
- Metodförslag till tidig varning av spröda brott i djupa gruvor genom töjningsövervakning
Yanting Chang, Geton Consulting
- 16.50 Utdelning av pris till årets föredragshållare
Dagsprogrammet slut
- 17.00- Årsmöte - Svenska Bergmekanikgruppen
17.45 Medlemmar och icke-medlemmar är välkomna!
- 17.00- **Festlig mingelbuffé**
19.00 Huvudentrén Norra Latin, Norra Ljusgården

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

**Föredrag vid
BERGMEKANIKDAG
I STOCKHOLM, 12 MARS 2012**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm, March 12th, 2012**

Stockholm 2012
ISSN 0281-4714

Innehållsförteckning:

sid.

Förord	
Per Tengborg, BeFo	i

Presentation av EU-projekt: Intelligent Innovative Deep Mine*
Prof. Erling Nordlund, Luleå tekniska universitet

Invited lecturers:
Bergmekanisk forskning och utveckling i Norge/Finland*
Prof. Charlie Li, NTNU, Norge
Prof. Mikael Rinne, Aalto University, Finland

FÖRUNDERSÖKNINGAR OCH LABBTESTER *PRE-INVESTIGATION & LABORATORY TESTING*

Inledare: Beatrice Lindström, Trafikverket

Förbifart Stockholm - Borrhålsundersökningar som underlag för byggande i berg I
Stockholm Bypass - Borehole investigations as a basis for rock construction
Tomas Svensson, Geosigma AB/Eva Samuelsson, Geosigma AB/Kent Hansson,
Geosigma AB /Calle Hjerne, Geosigma AB

Influence of heat on the physical and mechanical properties of selected rock types
- A laboratory study 15**
Christine Saiang, Avd. för Geoteknologi, Luleå Tekniska universitet

Laboratory study on the impact of matedness on the peak shear strength
of rock joint..... 23**
Studie av passningens inverkan på skjuvhållfastheten för bergsprickor
Ahmed El-Sayed, Ramböll / Fredrik Johansson, KTH/Sweco

UTMANINGAR VID BERGBYGGANDE *BUILDING IN ROCK - CHALLENGES INVOLVED*

Inledare: Per Tengborg, BeFo

Brytningsrelaterade utmaningar hos Rana Gruber 35
Mining related challenges at Rana Gruber
Kristina Jonsson, Rana Gruber, Norge / Susanne Nävermo Sand, Rana Gruber, Norge

En miljövänlig metod för bergbrytning – hydrauliskspräckning 47
Hydraulic splitting – an environmental friendly rock excavation method
Ulf Håkansson, Skanska/KTH / Yanting Chang, Geton Consulting /
Erik Ahnberg, Emstone

Dynamisk belastning av fallande fullborrningskrona 57
Dynamic load caused by a falling raise boring head
Anders Nyström, Boliden Mineral / Per-Ivar Marklund Boliden Mineral /
Anders Fredriksson SWECO Infrastructure / Gunnar Rådberg, Bergteamet

INLÄCKAGE & TÄTNING *INFLOW & GROUTING*

Inledare: Thomas Dalmalm, Trafikverket

- Silica sol injektering - rätt och fel 67
Grouting with silica sol - right and wrong
Johan Funehag, Chalmers tekniska högskola/Tyrens
- Karakterisering av berg i 2D och 3D för injektering 77
Characterization of rock in 2D and 3D for grouting
Lisa Hernqvist, Vectura, tidigare Chalmers
- Observationsmetodens tillämpning på inläckande grundvatten i bergtunnlar
– fallstudie: Norra länken i Stockholm 89
On the Observational Method–Case Study: Groundwater Control in the Northern
Link Rock Tunnel in Stockholm
Johan Spross, KTH / Hana Liszka, Trafikverket / Stefan Larsson, KTH
- Ny metod för tätning av injekterings- och bulthål i tunnlar 101
New method for sealing pregrout and boltholes in tunnels
Björn Sandström, WSP / Ingvar Bogdanoff, f.d. WSP, Robert Engström / Trafikverket

STABILITETSANALYS *STABILITY ANALYSIS*

Inledare: Erling Nordlund, Luleå tekniska högskola

- Consideration of the rock mass property variability in numerical modeling
of open slope stability 111**
*Musa Adebayo Idris, Luleå University of Technology / David Saiang, SRK Consulting (Sweden) / Erling
Nordlund, Luleå University of Technology*
- Bedömning av stabilitet och tunnelförstärkning via numerisk modellanalys- Norralänken 125
Tunnel support and stability assessment via numerical modeling – Norra länken
*Diego Mas Ivars, Itasca Consultants / Yoann Hebert, Itasca Australia Pty Ltd. /Daniel Billaux, Itasca
Consultants SAS / Rocío Batres-Estrada, Sweco Infrastructure / Thomas Dalmalm, Trafikverket*
- Metodförslag till tidig varning av spröda brott i djupa gruvor genom töjningsövervakning..... 137
A proposed method for early warning of brittle failure in deep mines by strain monitoring
Yanting Chang, Geton Consulting

* Enbart muntlig presentation/Oral presentation only

** Artikeln är på engelska/Article in English

FÖRORD

BERGMEKANIKDAGEN 2012

INLEDNING

Bergbranschen

När man tittar tillbaka på vad mina företrädare Tomas Franzén och Mikael Hellsten skrivit i inledningarna till Bergmekanikdagen de senaste åtta åren, så får man intrycket att vi som verkar inom bergbranschen har haft en mycket lång period med högkonjunktur. Och förmodligen är det så att när man i en allmän lågkonjunktur gör offentligt finansierade infrastruktursatsningar så handlar det om stora långvariga projekt som pågår längre än den svacka i samhällstillväxten som ska överbryggas. Ser man framåt är det ett stort intresse för infrastruktursatsningar i landet med både konventionella och mer utmanade projekt. På Stora Infradagen 2012 som arrangeras av Maskinentreprenörerna talade Infrastrukturminister Catarina Elmsäter-Svärd och framhöll att det nu finns gott om pengar för projekt. Samtidigt varnade hon för att ”om det finns för mycket pengar och projekt samtidigt så får man mindre för pengarna” så man ska nog vara medveten om att politikerna kommer att ”hålla i slantarna”. Gruvnäringen var representerad på Stora Infradagen och under rubriken ”Gigantiskt gruv- och transportprojekt i norr lyfter hela Sveriges tillväxt och välfärd” fick vi höra från LKAB, Northland Resources och PEAB om den mycket stora aktivitet i och kring gruvorna som drivs på av de höga metallpriserna. Både den ökning av produktion som sker i de befintliga gruvorna och verksamheten i samband med nyöppnade gruvor skapar arbetstillfällen i stora delar av Sverige för entreprenörer, konsulter och leverantörer.

BeFo

Det finns oro i branschen för att det inte finns tillräckligt med kompetent arbetskraft för att ta itu med de satsningar som ligger framför oss, och frågan är om vi får ut tillräckligt med välutbildade ingenjörer från våra universitet och högskolor. BeFo är inte involverade i grundutbildningen men avseende bergteknisk forskning och utveckling har BeFo en viktig roll att vara med att initiera, finansiera, organisera och slutligen att implementera resultaten.

Vid förra årets Bergmekanikdag firades BeFos 40-årsjubileum med inbjudna medarbetare som verkade under ”BeFos ungdom”, pionjärer som kunde vittna om hur det började och hur branschen såg ut vid den tiden. Även om grundproblemen inom stabilitet och tätning är desamma då som idag, kan man konstatera att restriktioner avseende omgivningspåverkan ökat med åren och utgör idag en stor insats vid projektering och byggande i både stad och på landsbygd – utmaningar som driver forskning och utveckling.

Under 2011 beviljade BeFo finansiering till fem nya projekt. Under året disputerade också tre av de doktorander som är finansierade av BeFo. Det är Berit Danielsen från Lunds Tekniska Högskola, Peter Lundman från Luleå Tekniska Universitet och Medhi Bagheri från KTH. Vidare presenterades en BeFo-finansierad lic. avhandling av Christine Saiang vid Luleå Tekniska Universitet. Vi önskar dem lycka till och man finner en kort beskrivning av deras forskning i 2011 års Verksamhetsberättelse.

En av stiftelsens viktiga uppgifter är att omsätta genomförda projekt i praktisk tillämpning så att de resurser som sätts av till forskning och utveckling kommer till nytta för våra huvudmän och andra. De seminarier som BeFo anordnar är en del i denna implementering och det har sedan förra Bergmekanikdagen genomförts fyra seminarier med rubrikerna; ”Bergbultar”, ”Förbättrad kostnadsstyrning”, ”Geofysiska förundersökningsmetoder – kostnad och nytta” och ”Bergtag och tunneldrivningsmetoder”.

BeFo har idag 31 huvudmän från olika områden inom branschen och vi har idag ett 30-tal projekt inom forskning och utveckling som rullar på. Med den framtidsbild som vi ser för bergteknik inom infraprojekt och inom gruvsektorn så finns det stora vinster i att hitta bästa möjliga lösning på såväl tekniska som andra projektrelaterade problem. För att komma vidare i detta arbete och möta våra huvudmäns och branschens behov har Styrelsen definierat ett flertal områden där vi ska stärka BeFo. Några områden som bör nämnas här är;

- att tydliggöra BeFos roll som kompetenscentrum inom svenskt bergbyggnad med det nätverk av beställare, entreprenörer, konsulter, leverantörer, universitet som vi har idag inom forskning och utveckling,
- hjälpa till med utbildningsverksamhet, samt se till att
- resultatet från forskning och utveckling implementeras.

Vägen dit är bl a ökad samverkan med övriga intressenter, ökad öppenhet och information av den kunskap som kommer fram i våra projekt och tydligare koppling till konkreta bergprojekt.

Under året kommer det också att tas fram ett nytt BeFo-program för forskning och utveckling för den kommande 3-4 årsperioden. Det nya programmet kommer att kopplas till det injekteringsprogram som omfattar åren 2012-2022 och redan idag är publicerat på www.befoonline.org.

Framöver kommer det en utlysning, Geoinfra, av medel för femårsperioden 2012-2016 som omfattar 10-20 miljoner kr per år och avser bergteknik i vid bemärkelse med fokus på infrateknik under mark i urban miljö. Inom Geoinfra efterlyser BeFo, Formas, Trafikverket och Vinnova projektförslag, se BeFos hemsida. Ekonomiskt sett står BeFo på god grund och vi uppmanar våra kollegor i bergsverige att lyfta upp forsknings- och utvecklingsprojekt till diskussion och komma in med projektansökningar till BeFo.

EUROCK 2012

Den 24-31 maj i år är det dags för en internationell konferens i Sverige, EUROCK 2012. Senast man hade en internationell konferens om bergmekanik/undermarksbyggnad var 1998 med "Underground Construction in Modern Infrastructure" så det är hög tid även om våra finska vänner hade World Tunnel Congress i Helsingfors i maj 2011. EUROCK 2012 är ett internationellt symposium som arrangeras i samband med att ISRM firar 50 år så det är en stor händelse som kommer att locka deltagare från hela världen med en förhållandevis stor andel från Asien där tillväxten och infrastrukturbyggnaden slår nya rekord. BeFo är djupt engagerade i förberedelserna tillsammans med många av Sveriges kunniga experter inom olika bergtekniska fackområden. Vi vill uppmana våra kollegor inom bergbranschen i såväl Sverige som i övriga Nordiska länder att delta och visa upp det kunnande vi har och agera som goda värdar för våra internationella gäster. Väl mött på EUROCK 2012, du hittar oss på www.eurock2012.com!

Dagens program

Som man ser i programmet bjuder Bergmekanikdagen 2012 på en varierad och intressant blandning av teori och praktik med koppling till bergteknik såväl inom gruvsektorn som till infrastruktur. Med önskan om en givande dag för alla hälsas ni välkomna till Bergmekanikdagen 2012.

Per Tengborg

FÖRBIFART STOCKHOLM - BORRHÅLSUNDERSÖKNINGAR SOM UNDERLAG FÖR BYGGANDE I BERG

Stockholm Bypass - Borehole investigations as a basis for rock construction

Tomas Svensson, Geosigma AB

Eva Samuelsson, Geosigma AB

Kent Hansson, Geosigma AB

Calle Hjerne, Geosigma AB

SAMMANFATTNING

Trafikverket planerar att bygga en ny sträckning för E4 väster om Stockholm som förutsätter tre passager under Mälaren. För att få detaljerad geologisk, hydraulisk och bergmekanisk information längs tunnlarna, samt om möjligt få indikationer om bergtäckning har tre undersökningshål borrats med så kallad styrd borring in under Mälaren. Mätmetoder som använts är: vattenförlustmätningar, kärnkartering (Boremapkartering), BIPS-loggning, borrhålsradar samt information från borrhållarna. Övrigt låg penetration av radarsignalen föranledde även vattenkemisk provtagning. Samtolkning av data från de olika undersökningsmetoderna har genomförts i anslutning till utvärdering i nära kontakt med utförare av respektive metod. Detta säkerställer att viktig information inte går förlorad i kedjan från fältpersonal via utvärdering av data till leverans av respektive metod in i beställarorganisationen. Trafikverket har genom undersökningshål i tunnellen tillsammans med relativt omfattande undersökningar och dokumentation fått underlag som leder till säkrare ingenjörsgelogiska prognoser vilket möjliggör optimering av tunnlarnas bergtekniska design.

SUMMARY

The Swedish Transport Administration is planning for a new route for European Highway E4 west of Stockholm that will require three tunnels below Lake Mälaren. In order to obtain detailed geological, geohydraulic and rock mechanical information along the tunnels, three boreholes have been drilled, using directional drilling, below the lake Mälaren. Borehole investigations have included hydraulic testing, core mapping, BIPS, borehole radar as well as observations during drilling. Because of unexpectedly short radar penetration, water quality sampling was also conducted. Integrated interpretation of data from the various methods has been carried out in close collaboration with field personnel. This ensures that important information is not lost during transfer of results from field measurements to data interpretation and reporting. By installing investigation boreholes along the planned tunnel direction and with subsequent detailed investigations, the Swedish Transport Administration has provided information that may be used for better engineering geology predictions and optimization of tunnel design.

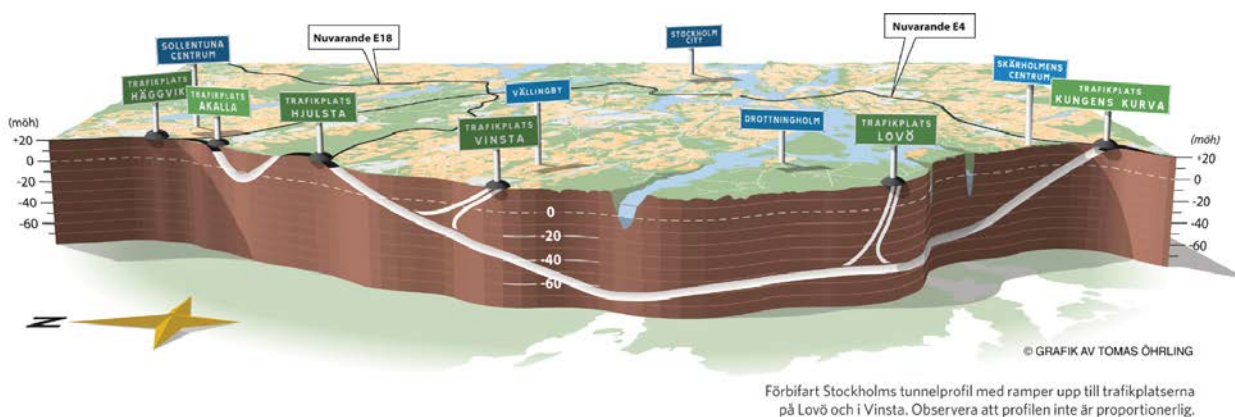
1 Inledning

Borrningar och borrhålsundersökningar har utvecklats under det senaste tio åren bl.a. i samband med SKB:s avancerade undersökningar för lokalisering av förvar för lagring av kärnavfall. Instrument och mätmetoder som kan användas för förundersökningar kan i dagsläget anses vara väl utvecklade. Resultat och samtolkning av sådana mätningar bör i större utsträckning än tidigare kunna användas som underlag för projektering och byggande.

2 Bakgrund

Trafikverket planerar att bygga en ny sträckning för E4 väster om Stockholm, Förbifart Stockholm. Leden binder samman de norra och södra länsdelarna, avlastar Essingeleden och innerstaden och minskar sårbarheten i Stockholms trafiksystem. Den nya sträckningens längd är drygt 21 km från Kungens Kurva i Huddinge till Häggvik i Sollentuna. Av de totalt 21 km är mer än 18 km förlagd i tunnel. Till detta kommer anslutningar till ytvägnätet via sex trafikplatser. Budgeterad kostnad för genomförandet är ca 28 miljarder kr och byggtiden planeras till 8-10 år. Se

Figur 2-1 för en översikt över Förbifart Stockholms sträckning och tunnelprofil.



Figur 2-1. Förbifart Stockholms planerade sträckning och tunnelprofil.

Planned route and tunnel profile for E4 The Stockholm bypass.

Förbifart Stockholms planerade sträckning förutsätter tre passager under Mälaren. I dessa passager finns kända geologiska strukturer. Undersökningshål har tidigare borrats från Mälarens yta i samtliga tre passager för att verifiera dessa strukturer.

För att få ytterligare information borrades tre undersökningshål i tunnelarnas planerade sträckning. Syftet med hålen är att geohydrologiskt, geologiskt och bergmekaniskt karakterisera tunnelsträckningarna samt att få indikationer om bergtäckningen är tillräcklig i de kritiska tunnelavsnitten.

Hålen har kärnborrats med en nominell diameter av 76 mm norrut in under Mälaren i tunnelns sträckning från Sätra, Kungshatt och Lovön. Med hjälp av styrd borrning

avlänkas hålen för att följa respektive tunnellen. Grundläggande borrhålsinformation ges i Tabell 2-1.

Tabell 2-1. Undersökta borrhål

Borrhål ID	Borrhålslängd (m)	Ansättningsvinkel	Slutlig nivå (möh)
Lövön 10F353K	421	-45°	-79
Sätra 10F156K	297	-45°	-94
Kungshatt 10F157K	379	-39°	-57

3 Metoder, utrustning och genomförda undersökningar

Följande metoder har använts vid undersökningarna:

- Information från borrhål
- Kärnartering
- BIPS (Borehole Image Processing System)
- Borrhålsradar
- Vattenförlustmätningar
- Vattenprovtagning

3.1 Införselutrustningar



Vid mätningarna har tre typer av införselutrustningar använts som klarar att manövrera utrustningar i långa horisontella hål. Ett exempel är den rigg som användes vid mätningar med borrhålsradar och BIPS som visas i Figur 3-1. Riggens är speciellt framtagen för borrhålsundersökningar. Den styrs med hjälp av en dator som möjliggör stegvis eller kontinuerlig förflyttning med olika hastighet. Sonders positioner längs hål beräknas och hanteras automatiskt.

Figur 3-1. Detalj av införselutrustning som användes i samband med BIPS och radarmätningar. *Close-up of equipment used for installation of BIPS (Borehole Image Processing System) and borehole radar.*

3.2 Borrhålsradar

Utrustningen för borrhålsradar består av en sändare och en mottagare som förflyttas längs borrhålet, samt en markenhet för inlagring och behandling av data. Sändaren skickar ut en elektromagnetisk puls och mottagaren registrerar reflekterande objekt (exempelvis zoner, bergartsgränser och större sprickor) i omgivande berg. Det är även möjligt att se reflektorer som inte korsar borrhålet. Upplösning och penetration beror på

den utsända vågens frekvens samt bergets fysiska egenskaper. De aktuella mätningarna har utförts med frekvenserna 20 MHz och 100 MHz och vanligen brukar penetrationen i kristallint berg vara ca 40 m vid 20 MHz

3.3 BIPS (Borehole Image Processing System)

Med BIPS görs en digital skanning av borrhållsväggen så att en högupplöst bild erhålls längs hela borrhålet. Längdupplösningen i den bild som erhålls vid loggningen är 1 mm. BIPS innehåller även sensorer som möjliggör orientering av bilden. Genomförd BIPS-loggning är en förutsättning för att uppnå den kvalitet på kartering som varit önskvärd i projektet. Exempelvis erhålls ofta sten och grus vid kärnupptag i en zon, medan BIPS-bilden av borrhållsväggen bättre åskådliggör zonens karaktär.

3.4 Kärnkartering

Kärnkartering har utförts med hjälp av *Boremap*, ett program för lagring och tolkning av de observationer som görs av borrhållsväggen. Information från BIPS-loggningen utgör referens för bl.a. orientering av sprickor och tolkning om sprickor är öppna eller ej. Den omfattande och detaljerade kärnkarteringen har i huvudsak fokuserat på karaktärisering av öppna sprickor samt svaghetsplan i berget. När det gäller sprickor har bl.a. bedömningar gjorts av orientering, råhet, omvandling, apertur, vidd och fyllnad. Motsvarande bedömningar för berget utgörs av orientering av strukturer som kan utgöra svaghetsplan i berget, t.ex. bergarters foliation, lineation och gnejsighet, såsom breccior och kataklasiter och höga koncentrationer av läkta spricknätverk. Bergarter karteras med avseende på bergartstyp, kornstorlek, struktur och eventuella omvandlingar.

Framtagning av karaktäriseringsindex för borrhållsväggen enligt Q och RMR systemen har utförts. Utifrån typvärden för respektive sektion har Q_{bas} och RMR_{bas} tagits fram. Sektionerna har delats in i en-metersintervall, en metod som används för att minska subjektiva bedömningar av sektionsgränser, dvs. där bergartens egenskap förändras med hänsyn till bergmekaniska egenskaper. Metoden är särskilt tillämpbar då fler geologer/ingenjörer arbetar med samma borrhållsväggar.

Vid bedömning av Q_{bas} väljs värden för Råhetstalet (J_r) och omvandlingstalet (J_a) som är minst gynnsamt med avseende på skjuvmotstånd.

Sprickgrupptalet (J_n) har bedömts i för utvalda sektioner i borrhållsväggen. Denna bedömning har kompletterats med värden från en polplotsanalys av sprickor i var sektion. Sprickgrupptalet påverkar beräkningen av Q_{bas} -värdet, där sprickgrupptalet ingår som en av parametrarna. För bedömning av enaxiell tryckhållfasthet har följande rapporter används; *Hållfasthet Stockholmsberg, Uppskattning av det intakta bergets mekaniska egenskaper, Dokument från projekt Citybanan, WSP Samhällsbyggnad* och *Banverkets projekthandbok (ISRM's indextest (Brown 1981))*. Uppskattade värden för den enaxiella tryckhållfastheten bör kompletteras med punktlasttester och/eller enaxiella tester.

3.5 Vattenförlustmätningar

Enligt de uppsatta kraven för vattenförlustmätningar skulle de utföras i 3 m sektioner med ett konstant injektionstryck på 200 kPa över det hydrostatiska trycket. Flöden skulle kunna mätas mellan ca 50 L/min till 2 mL/min. För att uppnå ett pseudostationärt tillstånd och undvika utvärdering av den inledande perioden av en vattenförlustmätning som ofta är påtagligt påverkad av ett avtagande flöde sattes testtiden till 15 minuter. Både tryck och flöden skulle registreras kontinuerligt. För att möta dessa krav användes en utrustning som bl.a. bestod av WIC (Water Injection Controller), mättror med dubbla o-ringstättningar, hydrauliskt styrda manschetter samt testventil och tryckmätning i anslutning till testsektionen.



WIC är en specialkonstruerad integrerad utrustning utvecklad av Geosigma. Den består av ett automatiskt regelsystem för tryck med tillhörande pumpsystem, flödesmätare i intervallet 1 mL/min-100 L/min, tryckgivare och ett insamlingssystem för mätdata. Då både flöden och tryck registreras kontinuerligt mot tiden så är det möjligt att göra både stationär och transient utvärdering. Utrustningen är mycket snabb att reglera in önskade tryck vilket ger möjlighet till hög precision i testerna och transienta analyser även vid relativt korta testtider.

Figur 3-2. WIC (Water Injection Controller)

Testventilen, som monteras omedelbart ovan översta manschetten, möjliggör bl.a. rutinmässig täthetskontroll av rörgång inför varje test. Vid injektionsstart sker en momentan öppning av testventilen, vilket underlättar transienta analyser av tidiga skeden under ett test om så önskas.

Samtliga vattenförlustmätningar som genomförts inom ramen för dessa undersökningar har utvärderats stationärt baserat på registrerat flöde och tryck under slutfasen av testen. I några fall, där större flöden registrerades, förlängdes testtiden för att detektera hydrauliska gränser. Dessa test utvärderades också transient med programvaran *AQTESOLV*.

3.6 Vattenprovtagning

Det visade sig, som redovisas längre fram i denna artikel, att radarpenetrationen var begränsad i borrhålen. Utsläckning av radarsignalen kan vara ett tecken på hög salinitet. Med anledning av detta utfördes vattenprovtagning i tre sektioner i borrhål 10F157K, Kungshatt, genom att koppla en sänkpump, anpassad för aktuell håldiameter, via rörgången till mätsektionen identiskt konfigurerad som vid vattenförlustmätningarna.

Vid borrning och vattenförlustmätningar användes vatten som tagits direkt från Mälaren. För att säkerställa att pumpningen pågått tillräckligt länge, så att provtagningen gav formationsvatten och inte injicerat vatten, leddes det pumpade vattnet via en flödescell på ytan för löpande övervakning av elektrisk konduktivitet. Ett vattenprov per mätsektion togs och relevanta parametrar analyserades på ackrediterat laboratorium.

3.7 Undersökta borrhålsintervall

Vattenförlustmätningar och kärnkartering kunde genomföras i samtliga tre borrhål som planerat. I borrhål 10F353K (Lovön) och 10F157K (Kungshatt) var det inte möjligt att passera positionerna 359,9 m respektive 233,0 m med vare sig BIPS eller radar, troligtvis på grund av större kavitet i borrhålsväggen. Kärnkarteringen av dessa borrhål var därför tvunget att utföras utan stöd av BIPS nedanför dessa positioner.

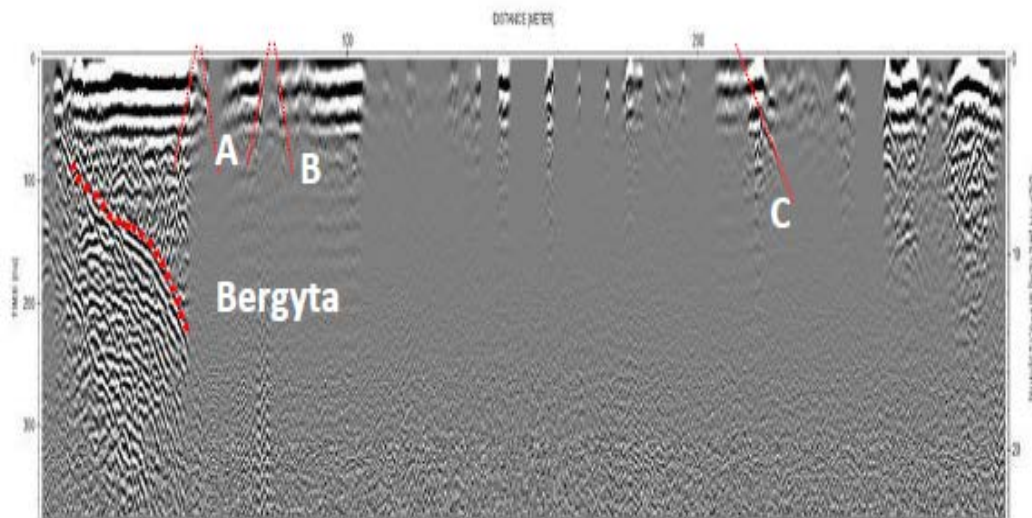
4 Resultat

4.1 Borrhålsradar

Resultatet från borrhålsradarmätningarna har sammanställts i form av radargram med tillhörande graf över signalens amplitud och gångtid mellan sändare och mottagare. Från radargrammet kan reflektoreernas skärningsvinklar bestämmas relativt borrhålet. Penetrationen och grafen kan ge indikationer om förändringar i bergkvalitet nära borrhålsväggen.

Penetrationslängden för borrhålsradarmätningarna var kortare än förväntat. I vissa avsnitt i borrhålen från Sätra och Kungshatt är signalen nästan helt utsläckt medan man ser en mer generell utsläckning av signalen i borrhålet från Lovön. Detta medförde också att mätningarna inte kunde utgöra ett underlag för att bedöma bergtäckningen över de kritiska punkterna längs tunnelsträckningarna. Enstaka strukturer som skär borrhålen har dock kunnat identifieras, se t.ex. Figur 4-1 nedan.

Vanligen beror utsläckning av radarsignaler på att bergmatrisen innehåller salint vatten. Då detta är av intresse för bl.a. val av injekteringsmedel och miljö i färdig tunnel med avseende på korrosion togs ett beslut att vattenkemiska provtagningar skulle göras i några utvalda sektioner i borrhålet vid Kungshatt.



Figur 4-1. Radargram med tolkade strukturer (A-C och bergyta) för 100 MHz antenn i borrhål 10F156K, Sätra.

Radargram with interpreted structures (A, B, and bedrock surface) from measurements using a 100 MHz antenna in borehole 10F156K.

4.2 BIPS

Borrhålens utformning försvårade möjligheten att rensumpna i syfte att förbättra kvaliteten på BIPS-bilderna. I vissa partier är bilden klart försämrad på grund av kvarvarande borrhax och lerpartiklar. BIPS-bilderna har dock varit användbara som underlag för kärnkarteringen och samtliga strukturer konstaterade vid kartering av kärnan har gått att återfinna i BIPS-bilden för orientering och bedömning av aperturer.

4.3 Kartering av borrhålskärnor

Utgående från Boremapkarteringen har bl.a. följande tagits fram:

- Sprickfrekvenser inklusive RQD
- Sprickor och strukturers orientering och poldiagram för olika sprickset
- WellCAD redovisningar över sprickor, zoner och bergarter mm.
- Karaktäriseringsindex (Q_{Bas} och RMR_{Bas}) som baseras på bergets egenskaper
- Vidd av sprickors aperturer och längd av krossade partier.

Exempel på redovisning av framtagen information för utvalda tunnelavsnitt ges under avsnittet samtolkning.

Borrhål 10F353K, Lovön

Bergarten domineras av sedimentådergnejs, gnejsgranit och granit.

Gnejsgraniten och graniten är till stor del oxiderad. Sedimentådergnejsen är ådrig eller ögonförande med ställvis högre glimmerhalter och kloritomvandling. Strukturen i bergarten stryker huvudsakligen i en NV-SE riktning vilket följer Lambarfjärdens riktning. Mellan 3 och 330 meter är sprickfrekvensen relativt låg ca 2 sprickor/meter. Mellan 325 och 421 meter stiger sprickfrekvensen till ca 5 sprickor/meter. Till normalsprickigt berg räknas sprickfrekvenser mellan 1-5 sprickor/ meter.

I 10F353K har inga sektioner observerats med dålig bergkvalitet, dvs. en bergkvalitet under 4 för Qbas eller under 40 för RMRbas. Hela 95 % av borrhölet har en bra-till extremt bra bergkvalitet enligt Qbas eller bra till mycket bra bergkvalitet enligt RMRbas. Sektioner som avviker från omgivande berg har observerats mellan 24-25 meter, där sprickfrekvensen ökar, berget genomsätts av läkta spricknätverk och är påverkat av oxidation. Nästa avvikande sektion har observerats mellan 357-359 meter, där sprickfrekvensen ökar, berget är breccierat och genomsätts av läkta spricknätverk och en mindre leromvandlad sektion.

Borrhål Sätra 10F156K

Bergarten domineras av sedimentådergnejs, gnejsgranit och pegmatit. Gnejsgraniten och graniten genomsätts av varierande mängd läkta spricknätverk av laumontit och kalcit. Sedimentådergnejsen har ställvis kloritomvandlade och/eller grafitomvandlade foliationsplan. Strukturen i bergarten stryker generellt i en VSV-ENE riktning vilken följer fjärdens riktning. Sprickfrekvensen är generellt hög genom hela borrhålet med ett medelvärde på 7 sprickor/meter och ett typvärde på 5 sprickor/meter.

10F156K har en stor mängd krossade partier, fem dominerande svaghetszonerna har observerats, de utmärks av kross och partier med lermineralfyllda sprickor. Ca 85% av borrhölet ligger inom intervallet acceptabel- till mycket bra bergkvalitet enligt Qbas eller acceptabel till mycket bra bergkvalitet enligt RMRbas.

Borrhål Kungshatt 10F157K

Geologin i 10F157K påminner mycket geologin i 10F156K. Bergarten domineras av gnejsgranit, sedimentådergnejs och granit. Gnejsgraniten och graniten genomsätts av varierande mängd läkta spricknätverk av laumontit och kalcit. Sedimentådergnejsen har ställvis kloritomvandlade och/eller grafitomvandlade foliationsplan. Strukturen i bergarten stryker generellt i en VSV-ENE riktning vilket följer fjärdens riktning. Sprickfrekvensen är generellt hög genom hela borrhålet med ett medelvärde på 6 sprickor/meter och ett typvärde på 4 sprickor/meter.

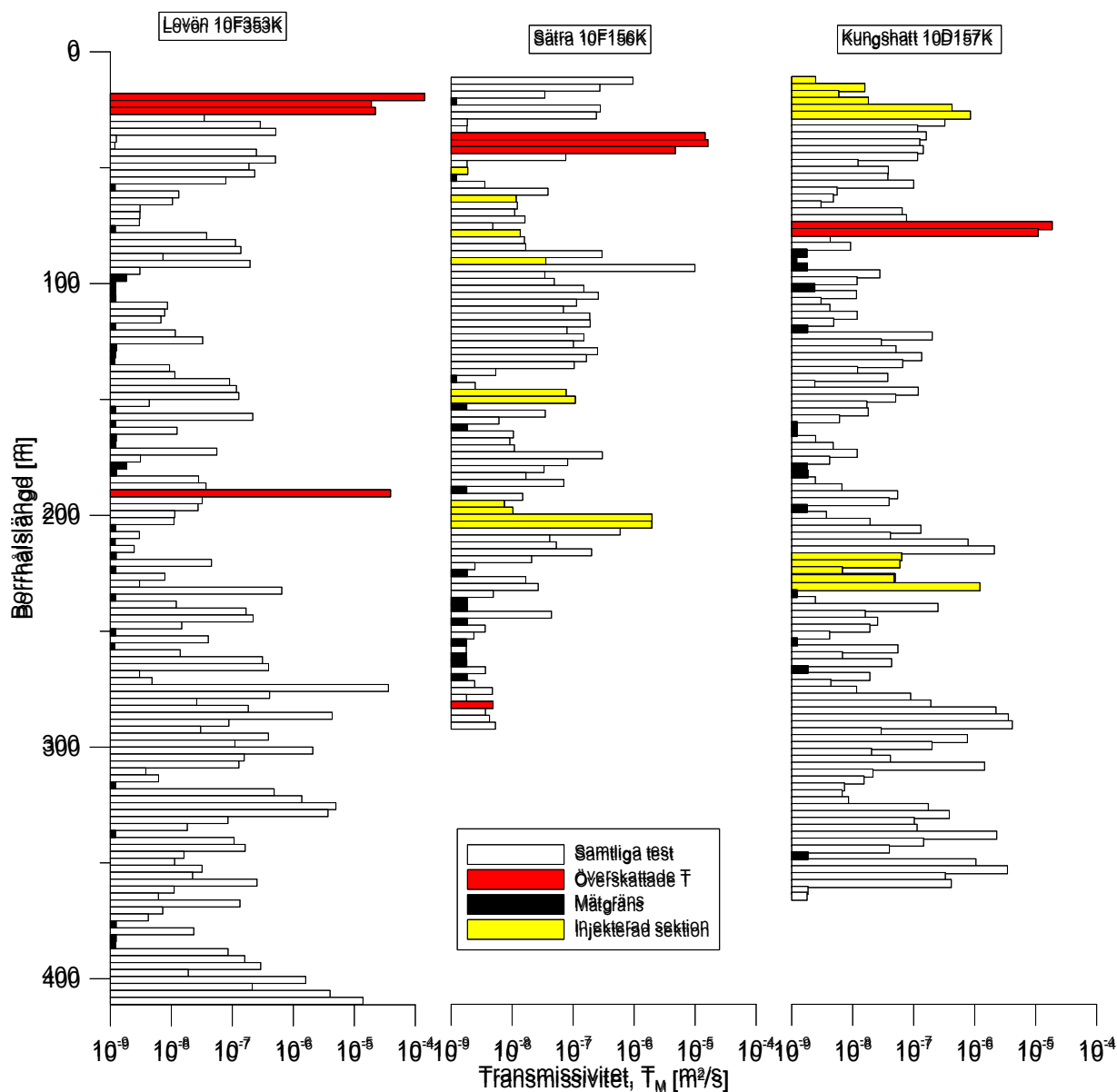
Fyra dominerande svaghetszoner har observerats i 10F157K, två av dessa utmärks av poröst berg med hålrum, troligtvis kvartsupplöst berg. De två andra svaghetszonerna utmärks av krosszoner med leromvandlat berg. Ca 95% av borrhölet ligger inom intervallet acceptabel- till extremt bra bergkvalitet enligt Qbas eller acceptabel till mycket bra bergkvalitet enligt RMRbas.

4.4 Vattenförlustmätningar

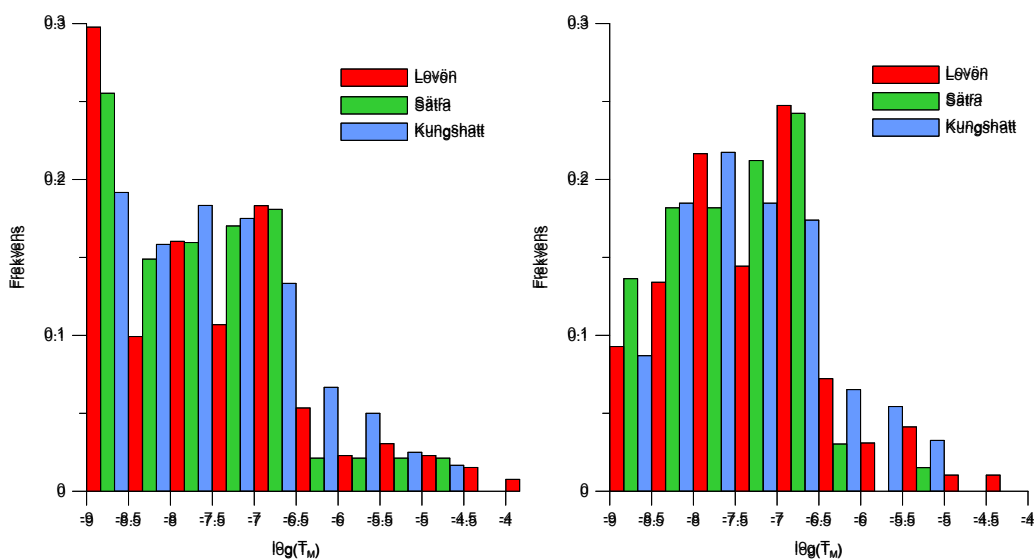
Hydraulisk transmissivitet för vattenförlustmätningarna utvärderades stationärt enligt Moyes ekvation, T_M , för samtliga test. Figur 4-2 visar fördelningen av transmissivitet längs respektive borrhål. Vissa sektioner är färgade enligt: svarta sektioner på, under eller konvergerande mot mätgräns ($T \leq 1.2 \cdot 10^{-9}$), röta sektioner där flöde runt manschetterna konstaterats (dvs. uppmätt flöde ej representativt) och slutligen gult för

sektioner som injekterats i samband med borrning. Frekvensfördelningen av sektioner med avseende på transmissivitet uppdelat per borrhål redovisas i Figur 4-3.

Transient utvärdering genomfördes för ett fåtal tester. Typiska responser tyder på flödesdimension högre än två vilket kan tolkas som att testad formation ingår i ett väl konnekterat spricknätverk. Positiva hydrauliska gränser kan tolkas som att sektionen har god kontakt med någon högkonduktiv struktur med stort magasin, t.ex. en sjö. Sådana positiva hydrauliska gränser har dock inte identifierats i de transienta analyserna.



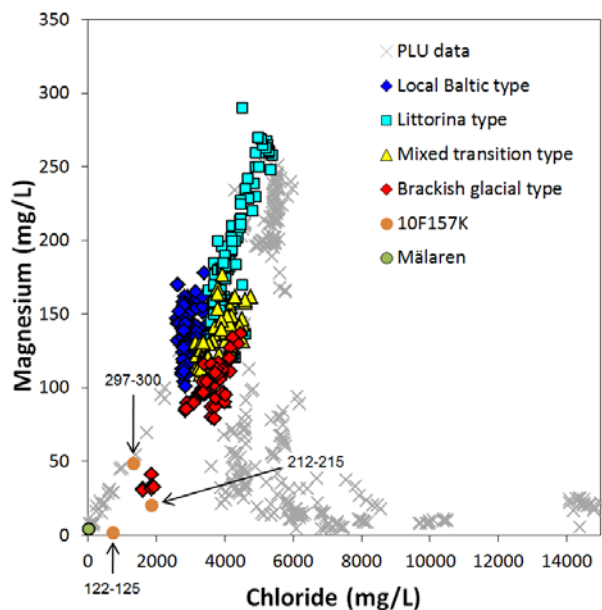
Figur 4-2. Fördelning av transmissivitet längs borrhålen.
Distribution of transmissivity along the boreholes.



Figur 4-3. Frekvensfördelning av transmissivitet för respektive borrhål. I figuren till höger har test under mätgräns, injekterade sektioner samt test med överskattad transmissivitet uteslutits. Nedre mätgräns är ca $1.2 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$. *Frequency distribution of transmissivity in the boreholes. In the plot to the right, values below the lower measurement limit, from injected sections and overestimated values have been excluded. The lower measurement limit is about $1.2 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$.*

4.5 Vattenprovtagning

Genomförda analyser visar att de uppmätta klorid- och magnesiumhalterna i samtliga prover kännetecknar ett vatten av annat ursprung än Mälaren. I Figur 4-4 presenteras analyserade halter av magnesium och klorid för proverna tagna i borrhål 10F157K på Kungshatt från borrhålsintervallen 122-125 m, 212-215 m samt 297 – 300 m tillsammans med referensdata för Mälärvatten från Lovö Vattenverk och provtagningar gjorda av SKB inom ramen för utbyggnad av SFR (Slutförvaret för kortlivat radioaktivt avfall), där även karaktären på vattnet klassats.



Figur 4-4. Analyserade vattenprover tagna i borrhål 10F157K, Kungshatt. Jämförelse av halter av magnesium och klorid med vatten från Mälaren samt referensprover från Forsmarksområdet tagna i samband med SKB:s utbyggnad av SFR (Slutförvaret för kortlivat radioaktivt avfall). *Water quality in borehole 10F157K, Kungshatt. Comparison of manganese and chloride concentrations with samples from Lake Mälaren and reference samples with various origins. The latter are obtained from the Forsmark area during SKB:s extension of SFR (Final repository for short-lived radioactive waste).*

Med avseende på kloridhalt så motsvarar provernas salthalter nästan ett bräckvatten av Östersjötyp. En förhöjd halt av magnesium indikerar ett vatten av marint ursprung. Den faktiska andelen relikvatten är svår att skatta utgående från genomförda analyser. Då mätvärdena i fält inte helt stabiliserats vid provtagningen finns misstankar att proverna kan ha ett visst innehåll av exempelvis Mälarsvatten. Om så är fallet finns en viss risk att något saltare vatten kan komma in mot någon sektor av tunneln när denna bryts ut.

5 Samtolkning

En samtolkning av data från de olika undersökningsmetoderna genomfördes för att se på korrelation mellan data samt stärka observationer och tolkningar av identifierade strukturer från respektive utvärdering. Det finns en tydlig fördel att samtolka flera undersökningsmetoder i ett tidigt skede i anslutning till utvärdering och att detta utförs i nära kontakt med utförare av respektive metod då viktig information kan gå förlorad i kedjan från fältpersonal via utvärdering av data till leverans av respektive metod in i beställarorganisationen.

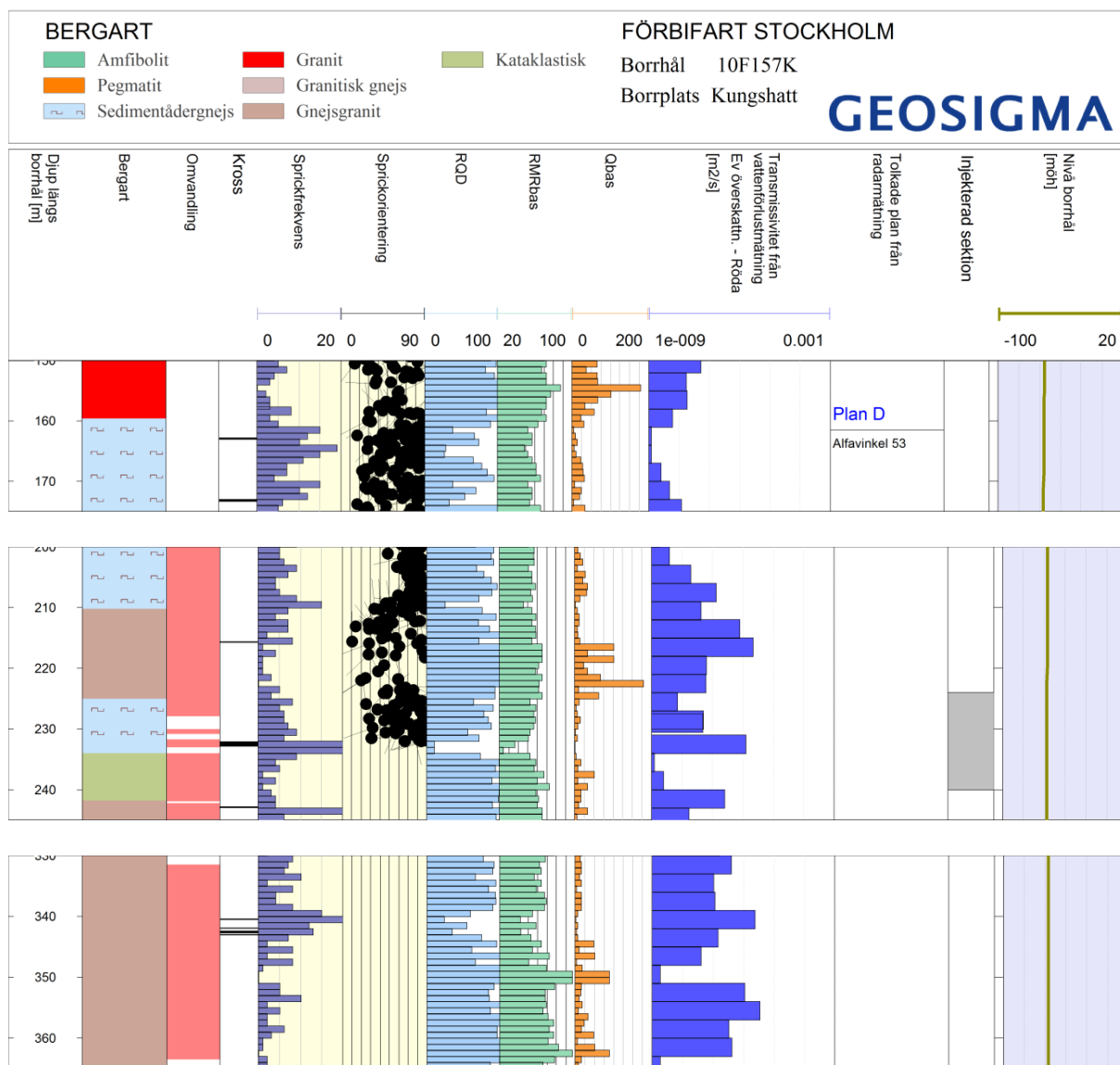
Resultat från de olika mätmetoderna har sammanställts i mjukvaran WellCAD™ för att ge en översikt av borrhålets karaktär och för att förenkla tolkning av större zoner. Mätmetoderna har visat relativt god överensstämmelse dvs. där kärnkartering har påvisat dålig bergkvalitet och/eller hög sprickfrekvens samt hög omvandling har även vattenförlusterna varit större. Undantag från detta är dock inte ovanliga. Även tolkade strukturer från radarmätningarna verifieras i borrhållarna.

I **Figur 5-1** presenteras exempel på samtolkning av data för utvalda borrhålsintervall från borrhål 10F157K, Kungshatt. Angivna alfavinklar för tolkade strukturer från radarmätningar anger skärningsvinkel mot borrhål. Två av de fyra dominerande svaghetszoner som observerats vid kärnkartering och utmärks av poröst berg med hålrum, troligtvis kvartsupplöst, ses i intervall 209 -216 m och 340-343 m. De andra två dominerande svaghetszonerna, som utmärks av krosszoner med leromvandlat berg ses i intervall 232-234 m samt 265-267 m.

En identifierad struktur där utvärderad transmissivitet avviker från övriga metoder av intresse är i intervall 161-166 m. Den karaktäriseras av en hög sprickfrekvens (10-19 sprickor per meter), klorit, kataklastiskt berg, kross i intervallet 162.75–163.0 och aperturer upp till 5 mm. Tolkad struktur från borrhålsradar samstämmer med kärnkartering (Plan D). Utvärderade transmissiviteter är dock mycket låga vilket kan förklaras av lokala sprickor utan god kontakt med större spricksystem i omgivande bergmassa vilket inte är osannolikt för den typen av geologi.

En avvikelse från det förväntade ses även i intervallet 351-357 m. Bergkvaliteten är hög men intervallet karaktäriseras hydrauliskt av relativt höga transmissiviteter.

Korrelation mellan transmissivitet och bergmekaniska parametrar har även ingått i analysen. Inga entydiga samband av den typ som kan förväntas har identifierats vilket stärker bilden av nytta med samtolkning av flera olika undersökningsmetoder.



Figur 5-1. Sammanställda data för utvalda borrhålsintervall från genomförda undersökningar i borrhål 10F157K, Kungshatt.

Compiled data from selected intervals in borehole 10F157K, Kungshatt

6 Undersökningars användbarhet

Varje beställare, projektör och utförare vill ha ett bra underlag för att minska de osäkerheter som alltid är förknippade med byggande under mark. Utveckling av utvärderingsmodeller, undersökningsmetoder och borrhälsmetoder bör nyttjas för att branschen steg för steg skall minimera de risker som är förknippade med osäkra förutsättningar.

Vid speciella situationer till exempel vid höga täthetskrav, svåra dimensioneringssituationer eller risk för tredje man kan en ökad detaljeringsgrad krävas avseende beskrivningen av bergmassans egenskaper. Med ett flertal noggranna undersökningsmetoder som t ex kärnkartering i kombination med BIPS, borrhålsradar och högkvalitativa vattenförlustmätningar samt strukturerad samtolkning av data bör följande fördelar erhållas:

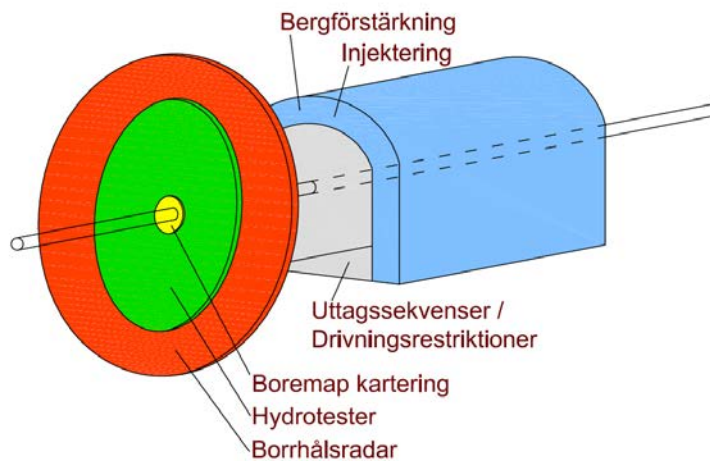
- Bättre möjlighet att förstå bergmassans egenskaper och variationen av dessa
- Säkrare ingenjörsgelogiska- och bergtekniska prognoser
- Bättre underlag för design av injektering
- Bättre underlag för planering av bergförstärkning

I sin tur kan detta leda till säkrare kostnadskalkyler och riskbedömningar i ett undermarksprojekt.

De mätningar som genomförts i redovisade borrhål är omfattande och detaljerade. Exempelvis görs vattenförlustmätningar i ett stort hydrauliskt transmissivitetsintervall och omfattande dokumentation och bedömningar av berg med tillhörande zoner och spricksystem genomförs.

Långtgående analyser innebär ofta att delar av analyserna kan bli osäkra, exempelvis när man utgående från mätresultaten från ett hål skall överföra dessa till att gälla i tre dimensioner och användas för det berg som skall brytas ut och för det närbelägna berget till tunnelperiferin. För att minimera sådana osäkerheter kan korrigeringar göras, ett exempel är Terzaghi-korrigeringsmetoden.

Olika undersökningsmetoder täcker in olika volymer i bergmassan. Generaliseringar, extrapoleringar och antaganden är nödvändiga för att täcka in hela volymen av intresse. De olika metoderna kan dock komplettera varandra och medföra ökad säkerhet för vissa metoder genom verifiering och möjliggöra säkrare analyser för andra.



Figur 6-1. Schematisk bild över undersökt bergmassa för olika undersökningssmetoder. *Schematic illustration of investigated rock volumes for various investigation methods.*

Även om analys och förslag på åtgärder blir mer långtgående så kommer ändå erfarenheterna från föregående injekteringskärm eller sprängsalva att vara viktig för att eventuellt uppdatera analysen eller förändra det planerade arbetssättet.

Undersökningshål som följer tänkt tunnelsträckning är mycket användbara för planering och byggande av tunnlar. Görs dessa hål i god tid före det att handlingar tas fram finns det möjlighet till att göra genomarbetade analyser samt att ta fram bra underlag för eventuella kompletterande undersökningar.

Trafikverket har i och med användandet av styrd borring för undersökningshål i tunnelinjen samt omfattande undersökningar i dessa inom projektet Förbifart Stockholm visat på möjligheter vad gäller insamling av data utöver traditionella undersökningshål från ytan. Förbifart Stockholm befinner sig i dagsläget i projekteringsfasen och värdet av de relativt omfattande och avancerade undersökningarna kan i dagsläget ej helt utvärderas.

Värdet av den tillkommande informationen vid utökade förundersökningar måste givetvis vägas mot kostnader. I ett större projekt kan kostnaden för fördröjningar, produktionsstopp och tvister som uppstår i samband med oväntade händelser vara stor. Om en del av dessa problem kan undanröjas eller förutses redan i tidigt skede genom ett utökat undersökningsprogram kommer det i många fall vara en god investering.

För att vidare utveckla mätmetoder, analys och förädling av mätdata samt utvärdera värdet av förundersökningar krävs ett samarbete mellan expertis från olika discipliner som geologer, hydrogeologer, bergmekaniker, geofysiker. Även personer med djupkunskap inom injektering, sprängning, förstärkning och produktionsplanering samt generalister och utförare är avgörande för att nå framgång. Ett medvetet förbättringsarbete inom detta område av branschens aktörer kommer att leda till förbättrade förutsättningar inför framtida projekt.

INFLUENCE OF HEAT ON THE PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF SELECTED ROCK TYPES

Christine Saiang

Avd. för Geoteknologi, Luleå Tekniska Universitet.

SAMMANFATTNING

Ökningen av antalet tunnelbränder under det senaste 10 åren har medfört ökat intresse för studier av säkerheten vid tunnelbränder. Många av bränderna inträffade i väg- och järnvägstunnlar och krävde människoliv. De flesta orsakade dessutom strukturella skador på tunnlar och infrastrukturen och även ekonomiska förluster.

När en brand uppstår i en tunnel, ökar temperaturen i tunneln snabbt och kan nå temperaturer upp mot 1500°C. Vid sådana höga temperaturer är kostsamma skador på tunneln oundviklig. En förståelse för de skadliga effekterna av sådana höga temperaturer är viktig och värdefull när man utför preliminär bedömning av typ och omfattning av skadorna i tunneln. Detta ger användbar information för att bestämma lämpliga åtgärder för att göra tunneln säker och användbar igen efter en tunnelbrand.

I de flesta studier av tunnelsäkerhet vid tunnelbränder har fokus legat på betongens beteende, eftersom betong är en av de viktigaste bergförstärkningselementet i tunnlar. Men i flera fall, till exempel i Skandinavien, där bergmassan är kompetent, används ofta endast ett tunt lager av sprutbetong i kombination med bergbultar. I sådana fall, kommer berget att vara helt exponerat för värme en kort tid efter det att branden är fullt utvecklad. Det är därför nödvändigt att öka förståelsen för hur bergmassan reagerar på uppvärmning till höga temperaturnivåer. En studie av bergmekaniska konsekvenser av tunnelbränder initierades därför med stöd av Trafikverket (Banverket), SKB, Vattenfall AB, BeFo och Formas.

Denna studie presenterar resultaten av en serie laboratorieförsök som genomfördes för att undersöka effekten av värme på de fysikaliska och mekaniska egenskaperna hos utvalda bergarter, nämligen, diabas, granit och kvartsitisk skiffer. Prover från dessa bergarter värmebehandlades vid temperaturnivåerna 400°C, 750°C och 1100°C. Därefter fock proverna svalna. Deras mekaniska och fysikaliska egenskaper bestämdes med hjälp av bergmekaniska tester och mikroskopiundersökningar av tunnslipprover. Eftersom effekten av värme på bergarter kan påverkas av uppvärmningshastigheten och exponeringstiden, utfördes testerna under kontrollerade förhållanden, d v s samma uppvärmningshastighet och avsvlningsmetod samt samma exponeringstid på varje nivå.

Resultaten visar tydligt att de studerade bergarterna beter sig olika vid olika temperaturnivåer. Detta beror på olikheter i mineralsammansättning samt mikrouppsprickning. När temperaturen ökar, genomgår vissa mineraler förändringar i sin kemiska struktur, vilket får dem att omvandlas från sin ursprungliga fas. Vid dessa fasförändringar sker olika reaktioner som rekristallisation, förlust av kristallbundet vatten, värmeexpansion och mikrosprickbildning av mineralkorn samt utveckling av hålrum. Dessa mikroskopiska förändringar visar sig i makroskalan genom de variationer som iakttas i hållfasthetens och elasticitetsmodulens beteendet.

SUMMARY

Impelled by the increase in the number of tunnel fires in the last decade alone, wide spread attention has been drawn towards tunnel fire safety studies. Many of these fires occurred in road and railway tunnels involving vehicles and trains. These fire incidents have claimed lives, caused structural damages to the tunnel infrastructure and even economic losses to the government, businesses and communities concerned.

When there is a fire in a tunnel, the temperature inside the tunnel increases rapidly to magnitudes as high as 1500°C. At such high temperatures costly damages to the tunnel structure is inevitable. Having an understanding of the detrimental effects of such high temperatures is essential and valuable when carrying out preliminary assessment of the type and extent of damage in the tunnel. This would in turn provide useful information in determining the appropriate remedial measures required to make the tunnel safe and usable again in the aftermath of a tunnel fire.

In most tunnel fire safety studies, the focus has been on the behaviour of concrete, since of course concrete is one of the major support elements in tunnels. However, in several cases, such as in Scandinavia for example, where the rock mass is competent enough to support itself often only a thin layer of shotcrete is used. In such cases the rock will be fully exposed to heat a short time after a fire is fully developed. In this case, whether it is prevention or maintenance of the tunnel, it would require knowledge on the effect of elevated heat on the rock mass. Hence, it is in line with this thinking that a study was initiated by the Swedish Transport Administration, (Trafikverket), Svensk Kärnbränslehantering AB, SKB, Vattenfall AB, BeFo and Formas to study the effect of heat on the physical and mechanical properties of some common rock types, and hence the focus of this study.

This study presents the results of a series of laboratory studies which was carried out to investigate the effect of heat on the physical and mechanical properties of selected rock types, namely; diabase, granite and schist. Samples from these rock types were heat treated at temperature levels of 400°C, 750°C and 1100°C, before investigating their mechanical and physical properties through mechanical testing and microscopic investigations of thin sections. Because the effect of heat on rock can be affected by the heating rate and exposure time, the tests were conducted under controlled conditions in

order to avoid significant variation in the results. The results clearly show that the rock types behave differently at different temperature levels, which tend to depend on the mineral composition and micro crack distribution. As the temperature increases the rock forming minerals undergo changes in their chemical structure thus causing them to alter from the original phase they had existed in. With these phase changes different reactions took place such as re-crystallization, the loss of crystal bound water, thermal expansion and micro cracking of mineral grains as well as the development of voids. These microscopic changes were manifested in the macro-scale by the variations observed in the behaviour of strength and stiffness of the samples in the mechanical tests.

1. INTRODUCTION

Widespread attention has been drawn to tunnel fire safety studies in the last decade in Europe, due to numerous occurrences of tunnel fire incidences (e.g., the Channel tunnel, 1996, the Mont Blanc tunnel, 1999, the Austrian Kaprun tunnel, 2000 and the Swiss St. Gotthard tunnel, 2001). These studies include studying the efficiency and capability of fire safety measures taken to prevent casualties and prompt escape of people in the case of tunnel fires. Fire safety studies concerning tunnel construction materials have been focused mainly on concrete, since concrete is one of the main support elements in tunnels. Only a few studies have been carried out in fire safety studies on rock as a tunnel construction material. However, in several cases where the rock mass is competent enough to support itself, concrete is used to a lesser extent. This means that significant portions of a tunnel are supported by rock bolts, thinner layers of shotcrete and the rock itself. In such cases the rock surrounding a tunnel will be fully exposed to heat in an instance of a fire. In this case, whether it is prevention or maintenance of the tunnel, it would require knowledge of the influences of the elevated heat intensity on the rock mass. Hence, it is in line with this thinking that a study was initiated by the Swedish Transport Administration. Although the study (reported herein) is not a typical tunnel fire scenario it nevertheless, it provides a basic understanding of the various effects of heat on the mechanical and physical properties of rocks being investigated.

In this study, rock samples from selected rock types that are also frequently encountered in road and tunnel works were sampled and heat treated at temperature levels of 400°C, 750°C and 1100°C. After heat treatment the samples were then subjected to the uniaxial compression and Brazilian tests to study their mechanical behaviour.

Microscopic analyses were also performed on extracted thin sections to study micro crack intensities and mineral changes that occurred at different temperature levels.

The results clearly show that the mechanical behaviour of the rock specimens were equally dependent on the mineralogical changes that occurred at different temperatures as they were to micro crack intensity. On the other hand the micro crack intensities were dependent on the mineral types and their thermal properties.

2. TEST METHOD

Core samples of three rock types were heat treated in an electric furnace at designated temperature levels. After being allowed to cool down, the rock samples were subjected to mechanical tests to determine their mechanical properties.

Samples of diabase, granite and schist were prepared according to the mechanical test type to be performed in accordance with ISRM Standards. Two types of mechanical tests namely uniaxial compression and Brazilian tests were performed on the heat treated rock samples. Unheated rock samples were also tested and results used for comparisons. The compression test was performed at a displacement rate of 5 $\mu\text{m/s}$ using a Instron servo controlled 4.5 MN hydraulic testing machine For the Brazilian tests the disk shaped specimens were loaded using a 0.5 MN capacity servo controlled Instron machine at the same rate as for the compression tests. Because of its foliated nature two groups of schist samples were extracted, i.e., with the foliations parallel and perpendicular to the longitudinal axis of the specimens. In total 128 samples were tested.

The heat treatment of the rock samples was carried out at three different temperature levels; 400°C, 750°C and 1100°C. The rock samples were placed in an electric furnace and the temperature was gradually increased at an average heating rate of 0.8°C to 1.5°C per minute until the desired temperature was reached. The furnace was then maintained at the desired temperature for about an hour before the furnace was turned off. The samples were allowed to cool down gradually inside the furnace. The low heating and cooling rates are used to ensure the capture of the development of micro cracks and other alteration that occur in the rock samples as a result of the temperature effects and not from the overall thermal gradient across the samples and in the furnace due to fast heating and cooling. A heating or cooling rate above 2°C/min introduces micro cracks into the sample during heating and cooling (e.g. Simmons & Cooper, 1977 and Ritcher & Simmons, 1974). Microscopic analyses were also performed on extracted thin sections to study changes in the micro crack intensities and mineral changes that occurred at different temperature levels.

The mineral compositions of the rock types tested are shown in Table 1. Diabase consists predominantly of feldspar and pyroxene, granite mostly of feldspar and quartz and schist is predominantly made up of quartz and mica.

Table 1. Mineral composition of the rock types tested.

Mineral	Diabase	Granite	Schist
Feldspar (vol. %)	60.5	57.9	4.0
Quartz (vol. %)	–	34.0	56.6
Mica (vol. %)	5.7	7.5	34.5
Pyroxene (vol. %)	23.4	–	–

Olivine (vol. %)	8.1	–	–
Opaque minerals (vol. %)	2.3	0.6	–

3. TEST RESULTS

The most important parameters investigated from the mechanical tests are the uniaxial compressive strength (UCS) and the tensile strength. Other parameters also determined were the Young's modulus, the Poisson's ratio and the axial and radial strains at failure. The determination of these parameters was carried out in accordance with the ISRM Standards.

The strength results for the rock types that had been heat treated at the different temperature levels are presented in Table 2. Figures 1 and 2 show the trend of the compressive strengths, elastic moduli, the tensile strengths and the micro crack distribution of the three rock types with regard to the different heat treatment temperature levels. Presented in Table 3 are the mineral composition of the diabase, granite and schist that had been subjected to heat treatment at the different 400, 750 and 1100 °C. Mineral composition of rock samples that had not undergone heat treatment is also included in the table for comparisons.

Table 2. Average uniaxial compressive strength (UCS), tensile strength and Young's modulus of the rock samples tested.

Mechanical properties of rock at different heat treatment temperature levels				
<i>Diabase</i>	<i>Unheated</i>	<i>400°C</i>	<i>750°C</i>	<i>1100°C</i>
Compressive strength (MPa)	194	251	201	88
Young's modulus (GPa)	92	86	50	18
Poisson's ratio	0.3	0.3	0.4	0.9
Tensile strength (MPa)	21	17.8	10.2	4.1
<i>Granite</i>				
Compressive strength (MPa)	231	246	123	14
Young's modulus (GPa)	65	62	27	2
Poisson's ratio	0.3	0.3	0.5	0.9
Tensile strength (MPa)	17	13	3	1
<i>Schist</i>				
Compressive strength (MPa)	254	297	229	74
Young's modulus (GPa)	63	67	34	10
Poisson's ratio	0.26	0.22	0.18	0.44
Tensile strength (MPa)	30.1	32.7	23.1	6.6

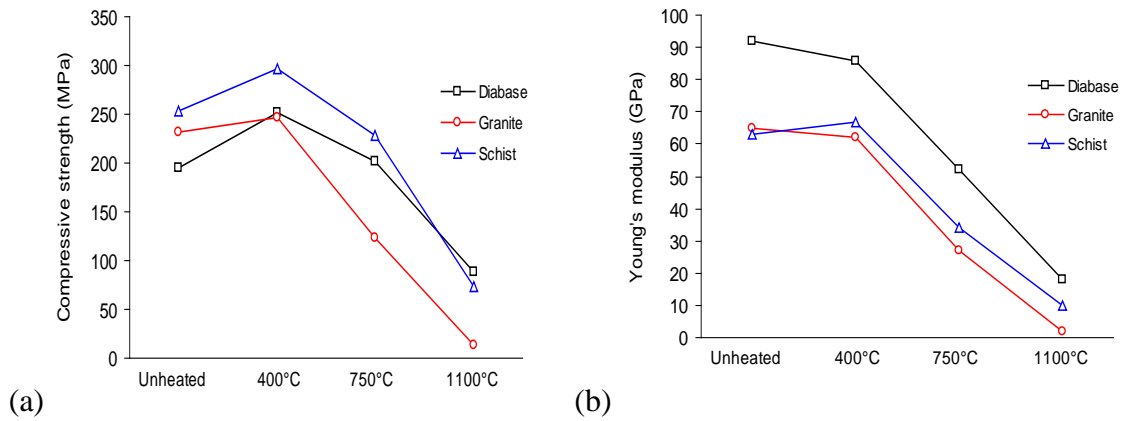


Figure 1. Trend of a) compressive strengths of the studied rock types subjected to heat treatment at different temperature levels and b) Young's modulus of the studied rock types subjected to heat treatment at different temperature levels.

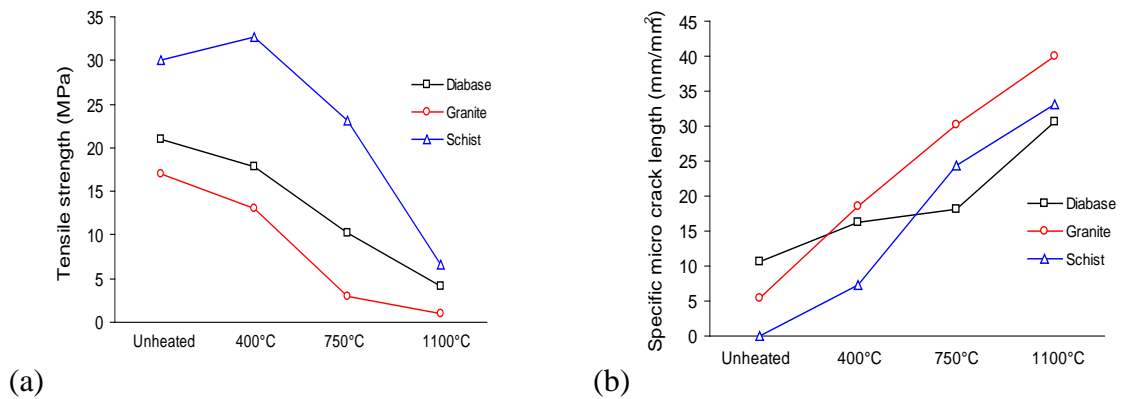


Figure 2. Trend of the a) tensile strength of the studied rock types subjected to heat treatment at different temperature levels and b) the micro crack distribution of the studied rock types subjected to heat treatment at different temperature levels.

Table 3. Mineral composition the rocks at the different heat treatment temperature levels

Mineral	Mineral composition (vol %)			
	Unheated	400°C	750°C	1100°C
Diabase				
Feldspar	55.8	59.3	57.9	56.4
Pyroxene	27.6	27.2	26.8	21.8
Olivine	8.1	4.9	-	-
Mica	5.5	2.4	-	-
Other phases	3	6.1	15.4	21.8

Granite	<i>Unheated</i>	<i>400° C</i>	<i>750° C</i>	<i>1100° C</i>
Feldspar	59.4	58.5	58.6	57.9
Quartz	31.9	32.7	32.4	32.4
Mica	7.2	4.6	-	-
Other phases	1.4	4.2	9.0	9.7
Schist	<i>Unheated</i>	<i>400° C</i>	<i>750° C</i>	<i>1100° C</i>
Quartz	57	56.4	55.7	54.7
Feldspar	6.1	-	-	-
Mica + other phases	36.9	43.6	44.3	45.3

4. DISCUSSIONS AND CONCLUSIONS

Slight increases in compressive strengths are observed in all of the three rock types after being subjected to heat treatment at 400°C. With heat treatment at 750°C the compressive strengths for all three rock types decreased. At the 1100°C heat treatment level the compressive strength of all the three tested rock types decreased significantly with all rock types exhibiting practically complete loss of strength. Although the compressive strengths of all the rock types showed tendency to increase at the 400°C heat treatment temperature level, the modulus of the rocks decreases at this temperature level and continues to do so at the 750°C and 1100°C temperature levels indicating a decrease in stiffness with the increase of the temperature level. There is a slight increase in the modulus of the schist loaded perpendicular to foliation which appears to be attributed to the behaviour of the minerals, particularly mica predominantly situated along the foliation planes. The decrease in stiffness exhibited by the heat treated rock samples coincide with the increase in micro crack distribution observed in the heat treated rock samples, Figure 2(b). Observed on the microscopic level, the micro cracks distribution for all the rock types is seen to increase with the increase of the heat treatment temperature level. This correlates with the mechanical behaviour observed and is manifested on the macroscopic level with the decrease in strength of all the heat treated rock types at the different temperature levels. The slight increase in compressive strength observed at the 400°C level, however, deviates from the above pattern. There is an increase micro-cracking at this temperature level, but it is not seen to affect the strength of the rocks, since it would have an opposite effect on the compressive strength by reducing it. The strength of the rocks heat treated at the 400°C temperature level appears not to be dictated by the presence of micro cracks. This observed increase in compressive strength maybe attributed to the onset of phase changes of the minerals which in turn gave a temporary plastic response when externally loaded, leading to slight increase in strength at 400°C. At the 750°C and 1100°C temperature levels, it appears that the phase changes cease to dictate the strength behaviour of the rocks which is seen to be affected mostly by the micro crack intensities. This implies that the effect of the cracking of these minerals at 400°C was less significant to the strength than at 750°C and 1100°C. Thus it can be stated that the initial mineralogical alterations

appeared to control the strength at 400°C , while at 750°C and 1100°C the micro crack intensity and friability due to dehydration and loss of crystal bound water are the cause of the rapid decay in the strength

The tensile strengths of diabase and granite reduced with increasing heat treatment temperature level. However, the tensile strength of schist increased slightly at 400°C. This could be attributed to several reasons, such as, formation of iron oxides along at the foliation plane and the bending moment provided by the different mineral layers.

In conclusion it can be stated that the initial phase change reaction of the Fe containing mineral of the rock appear to affect the mechanical behaviour of the rock, in this study by increasing it. After the phase change, more micro-cracks developed as a result of thermal expansion of the different minerals which tend to affect the mechanical behaviour by reducing its strength and stiffness. The loss of crystal bound water caused also the rocks to become very friable and susceptible to failure.

REFERENCES

1. Cooper H.W Q. & Simmons G. 1977. The effects of cracks on thermal expansion of rocks. *Earth & Planetary Science Letters*. Vol 36, Issue 3: 404-412.
2. Hajpal, M. (2002) Changes in sandstones of historical monuments exposed to fire or high temperature. In *Fire Technology* 38 (4):373-382.
3. Hajpal M. & Török A. (2004) Mineralogical and colour changes of quartz sandstones by heat. In *Environmental Geology*. Vol. 46, No. 3-4
4. Rao, Q et al. (2007) Experimental study of mechanical properties of sandstone at high temperature. In *Journal of Central South University of Technology*, Volume 14, Supplement 1: 478-483.
5. Ritcher D. & Simmons G. (1974) Thermal expansion behavior of igneous rocks. In *Int. Jour of Rock mechanics, Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*. Vol. 11, Issue 10: 403-411.
6. Smith, A.G. & Pells, P.J.N. (2008) Impact of fires on tunnels in Hawkesbury sandstone. In *Tunneling and Underground Space Technology*. Vol.23, Issue 1: 65-74.
7. Zhang L.Y et al. (2009) Experimental study on the mechanical properties of rocks at high temperature. *Science in China, Series E: Technological Sciences*, Vol 52. No.3: 641-646.
8. Zhang P et al (2010) Experimental study of thermal spalling of rock blocks exposed to fire. *Bergmekanik I Norden 2010 (Rock mechanics in the Nordic countries 2010): Kongsberg, Norway, 9-12. June 2010. Li, C.C (Ed): 294-305.*

LABORATORY STUDY ON THE IMPACT OF MATEDNESS ON THE PEAK SHEAR STRENGTH OF ROCK JOINTS

Studie av passningens inverkan på skjuvhållfastheten för bergsprickor

*Ahmed Elsayed, Ramböll
Fredrik Johansson, KTH*

Sammanfattning

En serie skjuvförsök har utförts i syfte att studera inverkan av passning på skjuvhållfastheten för ofyllda och råa bergsprickor. Försöken har utförts med olika grader av passning mellan sprickornas över och underyta. Syftet har varit att undersöka om passningens inverkan på skjuvhållfastheten kan uppskattas med den modell som föreslogs av Johansson 2009. Det första steget av studien innefattar mätningar av sprickytans råhet genom laser scanning. Det andra steget inkluderar att ta fram parametrar som beskriver ytans råhet baserat på laserscanningen samt att beräkna skjuvhållfastheten med den analytiska modell som föreslagits av Johansson. I det tredje steget utförs skjuvförsöken. Slutligen, i det fjärde och sista steget, jämförs resultaten från skjuvförsöken med beräknade värden med den konceptuella modellen. Resultaten från jämförelsen visar på en god överensstämmelse mellan uppmätta och beräknade värden på sprickans skjuvhållfasthet.

Summary

A series of shear test has been performed in order to study the influence of matedness on the shear strength of rock joints. The tests have been performed with different degrees of matedness. The purpose is to analyze if the effect from matedness on the peak shear strength can be predicted by using the criterion proposed by Johansson 2009. The first phase of the study involves the measurement of the surface properties of the rock joints using optical scanning. The second step is the use of the model and the surface properties to analytically calculate all the different parameters and the peak shear strength. In the third step, direct shear tests are performed. The fourth and final step includes the verification and comparison of the results obtained from the model with those of the shear tests. The results from the comparison show good agreement between the conceptual model and the shear tests.

1. Introduction

Rock joints are one of the most common features of rock masses. Insufficiently stabilized joints have often caused the failure of underground projects as well as irrigation works. It is therefore critical to have a better understanding of the peak shear strength of rock joints.

In rock mechanics, it has been proven very difficult to reach accurate estimations on the peak shear strength of rock joints. This is due to many reasons. One is the complexity of the natural properties of rock joints. Another is the different parameters that have a direct or indirect effect on the shear strength.

For unfilled and rough rock joints, many failure criteria have been proposed, see for example Patton (1966), Ladanyi and Archambault (1970), Barton (1973), Barton and Choubey (1977) and Grasselli (2001) among others. The difficulty, of course, is to propose a model that provides accurate estimations of the peak shear strength. One of the most widely used is the empirical criterion proposed by Barton. However, a limitation with this criterion is that the contribution from roughness could be overestimated for natural and mismatched joints if the joint roughness coefficient, JRC , is estimated based on the direct profiling method (Zhao 1997). The reason for this is that the matching between the upper and lower surfaces of the joint affects the shear strength. The shear strength decreases when the initially matched joint becomes mismatched.

In this paper, the impact from matedness on the peak shear strength on unfilled and rough rock joints is studied. Three direct shear tests have been performed with different degrees of matedness. The purpose is to analyse if the effect from matedness on the peak shear strength can be predicted by using the criterion proposed by Johansson (2009). The verification process will consist of four steps. The first step involves the measurement of the surface properties using optical scanning. The second step will be the use of the model and the surface properties to analytically calculate all the different parameters and the peak shear strength. The third step will be performing direct shear tests on the samples. The fourth and final step will be the verification and comparison of the results obtained from the model with those of the shear tests.

2. Conceptual Model

A conceptual model was proposed by Johansson (2009) in order to estimate the peak shear strength at in-situ scale with respect to scale effect, roughness, normal stress and matedness. The model is expressed according to

$$\tau_p = \sigma_n' \cdot \tan(\varphi_b + i_n) \quad (2.1)$$

where

$$i_n = \left(\theta_{max}^* - 10^{\frac{\log \frac{\sigma_n'}{\sigma_{ci}} - \log A_o}{c}} \cdot \theta_{max}^* \right) \cdot \left(\frac{L_n}{L_g} \right)^{kH-k} \quad (2.2)$$

Where τ is the peak shear stress, σ_n' is the effective normal stress and i_n is the dilation angle at in-situ scale. This angle is added for rough surfaces and it is the angle of the inclination of the asperities at contact. However, at laboratory scale, another factor called the asperity failure component, s_n , usually are present. This factor is not taken into account by the model proposed by Johansson (2009), since this model was derived for in-situ scale. At in-situ scale, the asperities at contact usually range between 0-15°. At these low inclinations of the asperities, sliding over the asperities will be the dominating failure mode (Johansson 2009). This means that the peak shear strength might be underestimated with the conceptual model at laboratory scale.

The parameter θ_{max}^* is maximum apparent dip angle of the asperities and is the threshold inclination according to Grasselli (2001). σ_n' is the effective normal stress acting on the joint surface. The yielding stress of the joint surface is assumed to be equal to the uniaxial compressive strength σ_{ci} . A_o is the maximum possible contact area which, according to Grasselli (2001) is taken as half the total potential for the freshly mated joints. C is a roughness parameter. L_g is the length of the grains of the intact rock and L_n is the length of the sample size. k is an empirical constant that describes the degree of matedness. Where matedness of a joint is essentially the degree to which the two surfaces of the joint can be matched together without having any voids or any shear displacement between the upper and lower joint surface. The constant k varies from $k=0$ for a perfectly mated joint to $k=1$ for a maximal unmated joint. H is the Hurst component representing a scaling relation between the asperity height and asperity base length.

3. Shear Testing

The shear tests were performed on three different samples, all granite. The joints were created by splitting blocks of intact rock in order to create fresh and unweathered joints. Each sample was tested with a different matedness to see how the results would turn out with respect to matedness, as shown in Figure 3.1. The initial displacements used were 0 mm, 5 mm and 30 mm for Samples 1, 2 and 3 respectively. These values were obtained by using back calculation from the conceptual model in order to achieve the expected dilation angles. The expected “ k ” values from this relative displacement were 0, 0.4 and 0.75 for Samples 1, 2 and 3 respectively. For information about how the matedness coefficient is calculated see Johansson (2009). In addition, the appropriate normal stress σ_n' was back

calculated to be approximately 3 MPa for all three samples. It was then agreed to use a shear rate of 0.1 mm/min with a total shearing length of 5 mm.

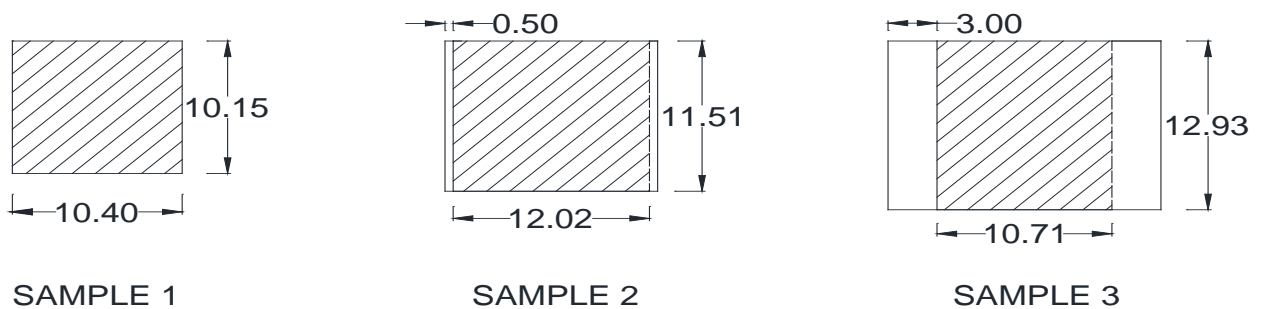


Figure 3.1 Dimensions of shear area for the three samples (cm).

Figur 3.1 Mått på skjuvarea för de tre provkropparna (cm).

The test machine used is a servo controlled test machine with a capacity of 500 kN for both normal and shear forces located at Luleå Technical University. Figure 3 shows Sample 3 before (left) and after shearing (right).



Figure 3.2 Sample 3 before (left) and after (right) shearing.

Figur 3.2 Prov 3 före (vänster) och efter (höger) skjuvning.

The results of the shear tests are presented in Table 3.1. The table shows normal stress σ_n , peak shear stress τ_p , shear displacement at peak $\delta_{s,p}$, peak friction angle ϕ_p , maximum dilation angle i_{max} and shear displacement at maximum dilation angle $\delta_{i,max}$. The normal stress was calculated as the normal load divided by the shear area. The peak shear stress is the shear load divided by the shear area. The dilation angle was calculated as

$$i = \arctan\left(\frac{dn}{ds}\right). \quad (3.1)$$

Where dn is the increment of normal displacement for a given increment of shear displacement ds . This increment was chosen to be 0.1 mm. The normal displacement was taken as the average measurements taken from the four LVDTs.

Table 3.1 Results from direct shear tests for samples 1, 2 and 3.

Sample	σ_n (MPa)	τ_p (MPa)	$\delta_{s,p}$ (mm)	ϕ_p (°)	i_{max} (°)	$\delta_{i,max}$ (mm)
1	2.28	5.35	0.84	66.88	36.82	1.11
2	2.39	2.60	3.96	47.31	13.55	0.54
3	2.42	3.33	4.63	54.02	15.43	4.95

The graphical results for Sample 1 are shown in Figure 3.3. It shows a very clear peak friction angle of approximately 69°. Sample 1 had the most clear and well defined friction angle, and this is due to the fact that it was a perfectly mated sample.

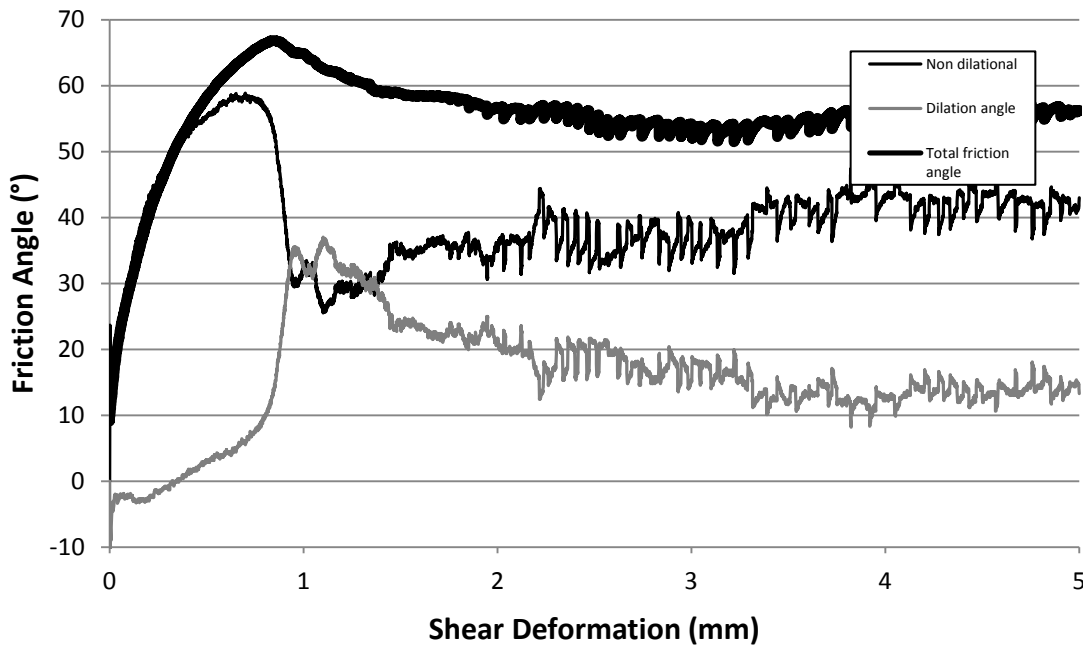


Figure 3.3 Stress ratio (friction angle) against shear displacement for sample 1.
Figur 3.3 Spänningsförhållande (friktionsvinkel) mot skjuvdeformation för prov 1.

4. Optical Scanning

In order to determine the parameters that describe surface roughness, such as the height and length of asperities at different scales, potential contact area and the Hurst component, it was necessary to perform laser scanning of the joint surfaces.

The scanning was performed by the company Swerea Sicomp in Luleå with the system ATOS III. In order to scan the joint surfaces completely, several individual measurements were performed, where each single measurement generating up to 4 million data points. Circular markers were placed on the samples to create a global coordinate system. The accuracy was $\pm 50 \mu\text{m}$ with the point cloud that was used. The data was received as a text file with numerical data. The analysis was performed using the program MATLAB (MathWorks 2007). The resolution that was used was 0.5 mm by 0.5 mm.

In order to calculate the Hurst component H and the amplitude constant a for the surface roughness, regression analysis was performed by calculating the mean asperity heights at different scales. However, it was necessary to first calculate the root mean square, Z_2 , at different sampling distances, Δx , in the shear direction. The results for Sample 1 are presented in Table 4.1.

Table 4.1 Measured asperity heights at different asperity base lengths for sample 1.

$\Delta x(\text{mm})$	$L_{\text{asp}}(\text{mm})$	Sample 1					
		Upper			Lower		
		Z_2	dip angle($^\circ$)	hasp(mm)	Z_2	dip angle($^\circ$)	hasp(mm)
0.5	1	0.380	20.797	0.190	0.380	20.797	0.190
1	2	0.367	20.168	0.367	0.367	20.163	0.367
2	4	0.346	19.060	0.691	0.345	19.009	0.689
4	8	0.323	17.875	1.290	0.323	17.880	1.290
8	16	0.302	16.799	2.415	0.301	16.762	2.410
16	32	0.278	15.515	4.442	0.277	15.504	4.438

After that, regression analysis on this data was performed for each of the three samples. This was done by creating a log graph between the asperity base length and the average asperity height. Then, the regression analysis was performed against a power function the constants a and H were determined. Figure 4.1 shows the graph of the regression analysis for Sample 1.

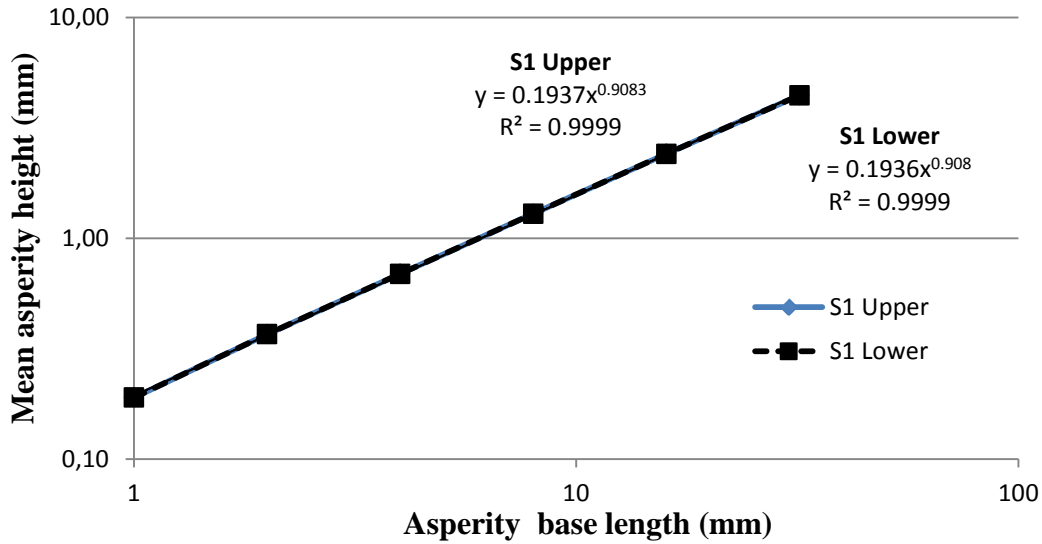


Figure 4.1 Mean asperity heights at different asperity base lengths for Sample 1.
 Figur 4.1 Medelhöjd för oregelbundheter vid olika mätlängder.

The results of the scale relation constants are shown in Table 4.2. These parameters were calculated using equation (4.1).

$$h_{asp} = a \cdot L_{asp}^H \quad (4.1)$$

Where h_{asp} is the height of the asperity and L_{asp} is the length of the asperity. The component a is an amplitude constant and is based on the asperity base length.

Table 4.2 Scale relation constants between asperity base lengths and asperity heights based on regression analysis.

	Sample1		Sample2		Sample3	
	Upper	Lower	Upper	Lower	Upper	Lower
a	0.194	0.194	0.147	0.147	0.152	0.156
H	0.908	0.908	0.752	0.756	0.780	0.770
r²	0.999	0.999	0.994	0.995	0.995	0.995

Parameters that describe the potential contact areas between the upper and lower surfaces of each sample were then calculated. First, normal vectors for each element \mathbf{n}_i in a 0.5 by 0.5 mm grid were calculated. The shear vector was defined as a vector against shear

direction, \mathbf{t} . Using equation 4.2, the contribution for each element inclination to the measured dip angle θ_i , was calculated.

$$\cos(90 - \theta_i) = \frac{|\mathbf{n}_i \cdot \mathbf{t}|}{|\mathbf{n}_i| \cdot |\mathbf{t}|} \quad (4.2)$$

After each dip angle was calculated, they were sorted in descending order and arranged into a vector which was plotted on the x-axis. The cumulative area of the surfaced based on the 0.5 by 0.5 mm grid was plotted on the y-axis. Using regression analysis, the following parameters were calculated; maximum potential contact area ratio A_o , maximum measured dip angle θ_{\max} and the concavity of the curve C. These parameters were calculated using equation (4.3) from Grasselli (2001).

$$A_{c,p} = A_o \cdot \left(\frac{\theta_{\max}^* - \theta^*}{\theta_{\max}^*}\right)^C \quad (4.3)$$

The maximum potential contact area ratio was calculated by regression analysis and by finding the actual highest potential contact area ratio for each surface. The direction angle depends on the direction of the shearing. If the shear direction was the same as the positive x direction in the optical scanning, the direction angle would be given 0° . If, however, it was the opposite direction, the angle would be 180° . The results are shown in Table 4.3.

Table 4.3 Results of potential contact area parameters.

	Sample1		Sample2		Sample3	
	Upper	Lower	Upper	Lower	Upper	Lower
Direction($^\circ$)	0	180	0	180	0	180
A_o (Actual)	0.615	0.617	0.548	0.540	0.476	0.479
A_o(Regression)	0.663	0.670	0.603	0.612	0.500	0.528
C	2.765	2.820	3.704	4.206	3.648	5.354
θ_{\max} ($^\circ$)	58.286	58.553	47.904	52.338	48.918	64.312
r^2	0.987	0.987	0.993	0.995	0.990	0.989
θ_{\max}/C	21.080	20.763	12.933	12.444	13.409	12.012

The measured dip angle with respect to the shear direction was then calculated and plotted. Figure 4.2 shows the measured dip angle for the upper part of Sample 1.

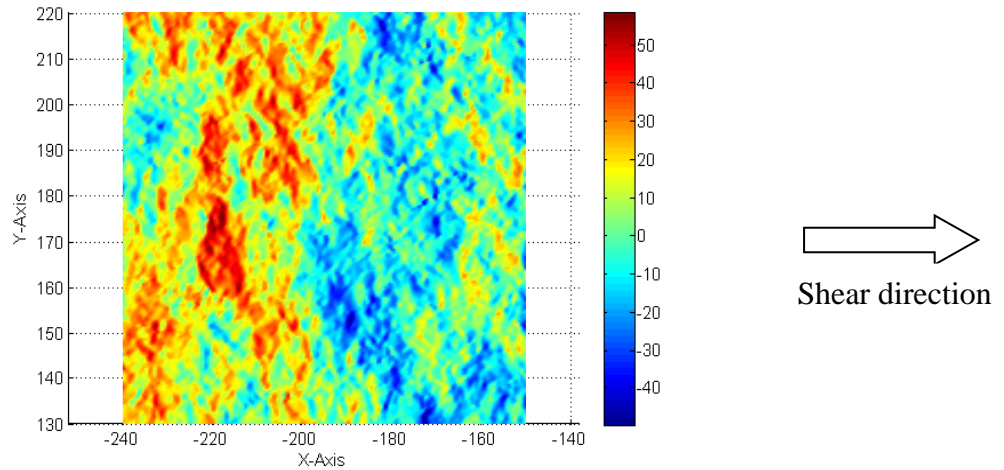


Figure 4.2 Measured dip angle in degrees against the shear direction for the upper part of Sample 1 (Negative dip angles against shear direction).

Figur 4.2 Uppmätt lutningsvinkel i grader mot skjuvriktningen för den övre delen av prov 1 (Negativ lutningsvinkel mot skjuvriktningen).

5. Comparison between calculated and measured peak shear strength

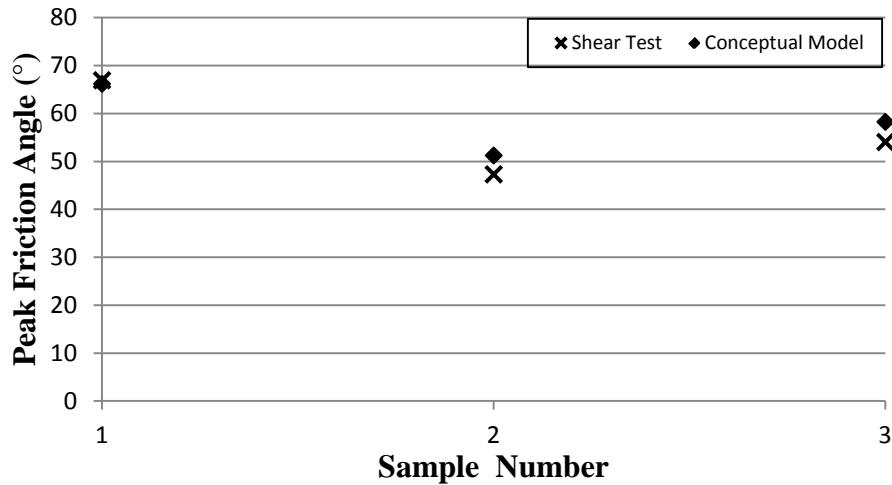
The comparison between calculated and measured results consists of two parts. The first part compares the calculated peak shear strengths from the conceptual model with those measured in shear tests. The other part consists of a comparison between potential damaged contact areas against observed damaged areas on the joint surfaces.

In the calculations with the conceptual model, the parameters for input data were either calculated, measured or assumed. For example, the basic friction angle ϕ_b , was assumed to be 35° for dry, unweathered and coarse grained granite as suggested from Barton and Choubey (1977). In the calculations, the following parameters were taken from Table 4.2 and 4.3; maximum potential contact area ratio A_o , maximum measured dip angle θ_{max} , the roughness parameter C and the Hurst component H. The uniaxial compressive strength σ_{ci} was estimated by performing the Schmidt rebound test as suggested by Barton and Choubey (1977). The normal stress σ'_n used in the conceptual model was the same used in the shear tests. The degree of matedness k was calculated using equation (5.1).

$$k = \frac{\log \delta_{s,p} - \log \delta_{s,min}}{\log \delta_{s,max} - \log \delta_{s,min}} \quad (5.1)$$

Where $\delta_{s,p}$ is the shear displacement at peak shear strength, $\delta_{s,min}$ is the shear displacement for a perfectly mated joint and is assumed to be $L_g/2$ and $\delta_{s,max}$ is the shear displacement for a maximal unmated joint and is assumed to be $L_n/2$.

The results from the comparison between calculated and measured peak shear strengths are shown in the Figure 5.1.



*Figure 5.1 Results of peak friction angle from conceptual model and shear test.
Figur 5.1 Resultat från maximal friktionsvinkel från konceptuell modell och skjuvförsök.*

It can be observed from the figure that the results from the conceptual model are very close to the results from the shear tests. It can therefore be deduced that the model illustrates to a good extent the effect of the matedness for all three samples.

Regarding the contact area analysis, the potential contact area was plotted graphically for each of the samples. It was assumed that the areas with asperities having angles greater than the dilation angle have the potential to be in contact during shear. It was then compared to the actual damaged surfaces after shearing. These are shown as black areas in the drawings. Figure 5.2 shows this comparison for the lower part of Sample 2. It can be seen from the figure that Sample 2 has a reasonable agreement although a perfect match does not exist. After analysis of the three samples, it was concluded that the consistency decreases with the matedness. For the perfectly mated sample, the potential contact areas were in the same areas as the damaged zones. However, for the maximal unmated sample, the potential contact areas were located in completely different areas. The assumption was that the

dilation angle originates from the steepest inclined asperities. However from the results, it can be stated that this is mainly the case when the joint has a higher degree of matedness.

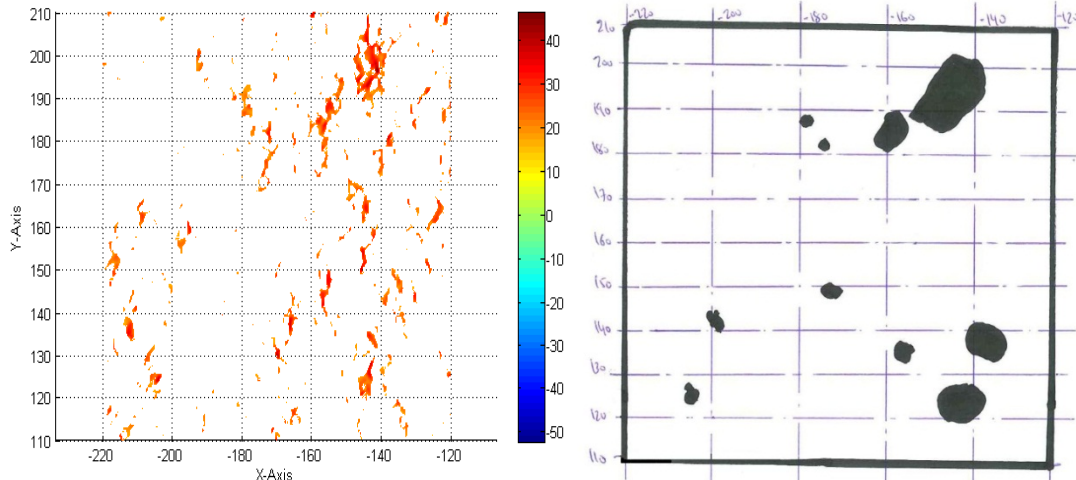


Figure 5.2 Comparison between potential contact area and damaged parts for lower surface of Sample 2.

Figure 5.2 Jämförelse mellan potentiell kontaktarea och skadade kontaktytor för nedre delen av prov 2.

6. Conclusions

The results obtained from the conceptual model agree well with those obtained from the shear test. This was the case for all three samples, which each had a different degree of matedness. This shows that the model is reliable in giving a reasonable assumption to the joint surfaces dilation angle and in turn the peak friction angle in any degree of matedness.

7. Acknowledgements

The authors wish to express their gratitude to the staff at Complab, LTU for help with shear testing and and Swerea Sicomp for performing the laser scanning.

The research presented was carried out as a part of "Swedish Hydropower Centre - SVC". SVC has been established by the Swedish Energy Agency, Elforsk and Svenska Kraftnät together with Luleå University of Technology, The Royal Institute of Technology, Chalmers University of Technology and Uppsala University. www.svc.nu

8. References

Patton F.D. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. In Proc First Congress of International Society of Rock Mechanics, Lisbon, Portugal, pp. 509-513.

Ladanyi, B., Archambault, G. (1970). Simulation of the shear behaviour of a jointed rock mass, Proceedings of the 11th U.S. Symposium on Rock Mechanics.

Barton, N. (1973). A review of a new shear-strength criterion for rock joints. Engineering Geology, Vol. 7, Nr. 4, pp. 287-332.

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

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

Zhao, J. (1997). Joint surface Matching and shear strength, Part B: JRC-JMC Shear Strength Criterion. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol 34, No. 2, pp. 173-178.

Johansson, Fredrik, (2009). Shear Strength of Unfilled and Rough Rock Joints in Sliding Stability Analyses of Concrete Dams, Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology.

MathWorks (2007) Matlab, Version 7.4.0.287, Natick Massachusetts, USA.

BRYTNINGSRELATERADE UTMANINGAR HOS RANA GRUBER

Mining related challenges at Rana Gruber

Kristina Jonsson, Rana Gruber AS

Susanne Nævermo- Sand, Rana Gruber AS

SAMMANFATTNING

Rana Gruber AS bryter hematitmalm i flera gruvor i Dunderlandsdalen öster om Mo i Rana. Kvannevannsgruvan är den enda som drivs under jord. Brytningsmetoden har varit skivpall sedan man gick under jord i början av 90-talet. Med en kombination av låghaltig järnmalm med en genomsnittshalt på 33% Fe och omfattande bergmekaniska utmaningar (stora horisontella spänningar) framställs gruvbrytningen i Kvannevannsgruvan som extraordinär. Med anledning av de senaste årets ökning av produktion, som en konsekvens av den kraftiga efterfrågan på järnmalm, utredde Rana Gruber AS 2008 en alternativ brytningsmetod för att öka gruvans kapacitet och malmresurser. Utredningen resulterade i ett beslut att gå över från öppen skivpall till skivrasbrytning. Ändringen av brytningsmetod och skivrasbrytning som sådan, medför en rad utmaningar, både produktions- och säkerhetsmässigt, samt med avseende på de bergmekaniska utmaningarna. Bytet av brytningsmetod innebär bland annat att den takskiva som lämnats mellan den gamla dagbrottsbotten och skivpallbrytningen måste skjutas ned och att barriärpelaren samt alla övriga pelare mellan brytningsrummen också ska sprängas bort.

SUMMARY

Rana Gruber AS mines hematite ore in several mines in the Dunderland Valley, east of Mo i Rana. The Kvannevann mine is the only underground mine. Since the mine went underground in the beginning of the 90's the mining method has been sublevel stoping. A combination of low grade iron ore with on average 33% Fe and significant rock mechanics challenges (large horizontal stress) has made mining of the Kvannevann orebody extraordinary. Because of the increase in production in the last year's increase of production due to the increased demand of iron ore, Rana Gruber AS investigated methods to increase the mining capacity and resources. The investigation resulted in the decision to change from open stoping to sublevel caving

This leads to challenges, both for safety and production as well as rock mechanics. The change of mining methods means that the sill pillar left between the bottom of the old open pit and the sublevel stopes must be blasted down, and that the barrierpillar as well as all other pillars left for support of the stopes also must be blasted.

INTRODUKTION

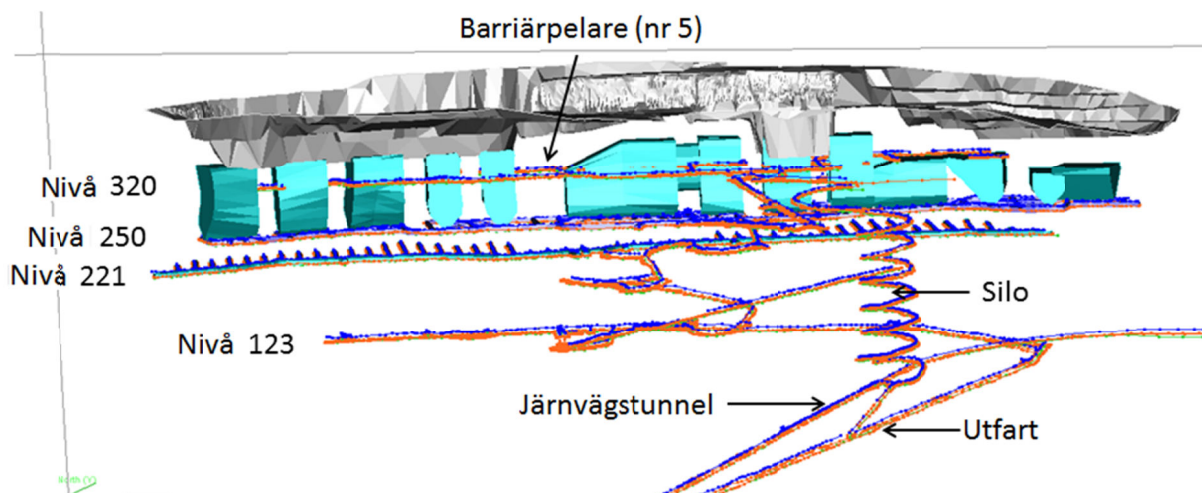
Denna artikel presenterar några av de utmaningar som Rana Gruber har identifierat vid en övergång från skipall- till skivrasbrytning, utifrån en bergmekanisk synvinkel. Malmkroppens bredd varierar från 30 till 100 m, och djupet är mer än 600 m. Sidoberget består av glimmerskiffer. Malmen har sedan början av 90-talet brutits med öppen skipvall, men det har beslutats att gå över till skivrasbrytning. Denna övergång kräver en annan typ av infrastruktur i gruvan. Exempel på sådant är transportorter, fältorter, borrhörter, schakt och krosshall. All infrastruktur är placerad på liggväggssidan. I tillägg så kräver övergången till skivrasbrytning att taksdivan och de vertikala pelare som lämnats mellan skipvallrummen måste sprängas sönder för att säkerställa att skivrasen kan komma igång. Taksdivan i den västra delen av Kvannevann sprängdes i oktober 2010, vilket resulterade i ras från hängväggen. De horisontella och vertikala pelarna i den östra delen av gruvan kommer att sprängas under 2012.

Förberedelserna för skivrasbrytning på nivå 221 är i full gång. I den västra delen är de flesta raskransarna färdigborrade och i fem orter är slitsen fullt öppen. Produktion från de första skivraskransarna beräknas ske under våren 2012. Eftersom restbrytning samtidigt pågår på nivå 250 är det extra viktigt att övervaka stabiliteten både under och överjord. Sammantaget med höga horisontalspänningar medför detta att det är högt fokus på säkerhet både under jord och i dagbrottet, samt att det beslutats att investera i ett övervakningssystem. Underjord har fem långtids doorstoppers installerats för övervakning av spänningsförändringar över tiden. I dagen har ett antal mätpunkter installerats för att övervaka utvecklingen av rörelser på häng- och liggväggssidan.

BAKGRUND

Kvannevannsmalmen bryts just nu på två nivåer med två olika brytningsmetoder. Malmmineralen är hematit och magnetit, med en genomsnittlig total järnhalt på 33 %. Malmen börjar vid ytan och går ner till minst 600 m djup, bredden varierar från 30 till 100 m, och längden är 1.2 km. Malmkroppen stupar 80-85° mot söder. Dagbrottsbrytning i Kvannevann startade i början av 1980-talet. I mitten av 70-talet drevs en undersökningsort för att bestämma malmkroppens utbredning. Denna tunnel har på senare tid breddats och används nu som in-och utfart ur gruvan (Fig. 1). Vid samma tidpunkt byggdes också en 200 m hög silo, en pålastningsstation för tåg samt en tågtunnel. Vid toppen av silon finns en kross (340 m ö h), och botten av silon är på 130 m ö h. Runt silon byggdes en spiralramp, se Figur 1.

Under 1988 togs beslut om att övergå från dagbrottsbrytning till underjordsbrytning, och metoden som valdes var öppen skipvall. Borrnivån etablerades på 320 m ö h och lastnivån på 250 m ö h. Totalt har 17 brytningsrum tagits ut, med vertikala pelare emellan. De höga horisontella spänningarna har varit en utmaning ända sedan starten, och har orsakat brott på de mindre pelarna mellan brytningsrummen.



Figur 1. Layout av Kvannevangsgruvan.

Figure 1. Layout of the Kvannevang mine.

I samband med nytt ägarskap 2008 genomfördes en förstudie som resulterade i en övergång från skivpallbrytning till skivrasbrytning. Huvudargumenten var a) ökad tillgänglig malmreserv, b) lägre produktionskostnader, c) fördelaktiga investeringskostnader per tillgänglig ton malm d) utlastningsgrader och järnhalter som visade positiva värden och e) simuleringar och fälttest som visade att sidoberget kommer att rasa in kontinuerligt.

Tillredning av första skivrasnivån pågår, och i slutet av 2011 gick den första malmen genom den nya krossen på 123-nivån. Restbrytning av pelare pågår på nivå 250, och samtidigt bryts malm i dagbrottet ovanför för att minska taksxivans tjocklek. Dagbrottsbotten ligger på ca 330 m ö h. Taksxivan kommer att sprängas ned för att bilda en säkerhetskudde ovanför skivrasnivån. När taksxivan och de sista pelarna är borta förväntas häng- och liggvägg att kalva in efterhand som malm lastas ut från skivraset.

IDENTIFIERADE RISKER MED SKIVRASBRYTNING FÖR KVANNEVANNSGRUVAN

Under förstudien av skivrasbrytning identifierades för- och nackdelar med skivpallbrytning och skivrasbrytning vid Kvannevangsgruvan. Dessa för- och nackdelar är inte generella för de två brytningsmetoderna, utan ska ses som specifika för Kvannevangsgruvan.

Tabell 1. Identifierade risker med skivpallbrytning och skivrasbrytning. (Plus innebär en fördel och minus en nackdel).

Table 1. Identified risks with open stoping and sublevel caving, plus is an advantage and minus a disadvantage).

	Skivpall	Skivras
Produktions aspekter		
Malmbas	-	+
Flexibilitet	-	+
Relativt vertikal malmkropp	+	+
Flera dragpunkter	-	+
Uppåtgående borming och laddning	-	+
Gråbergsinblandning	+	-
Tid för produktion	-	+
Sidobergsutveckling	+	-
Frekvensen på storsten	+	
Malmkroppsgeometri	+	+
Bergmekaniska utmaningar	+	-
Skivnivå	-	+
Pelarpåproduktion	-	+
Säkerhetsaspekter		
Arbete nära öppna rum	-	+
Layouter och dragkroppar	-	+
Storskalig stabilitet	+	-
Air blast	+	-
Mining economic		
Produktionskostnad och malmvärdenverdi		+
Investering- tillgång på malm		

Det finns ett antal faktorer och utmaningar som är avgörande för att lyckas med skivrasbrytning. Några av dessa är (utan inbördes rangordning)

- Malmkroppsgeometri
- Kontinuerligt ras av sidoberget
- Raka och långa produktionsborrhål
- Tillredning sker i god tid
- Väldefinierade utlastningsgrader som används i produktion
- Svällsmöjligheter för bergmassorna
- Sekvensstyrning på varje skivnivå
- God malmgränskänedom

PLACERING AV HUVUDSAKLIG INFRASTRUKTUR

Före beslut om placering av infrastruktur och utformning av förstärkningslayouter har det genomförts bergmekaniska undersökningar och modelleringar. En bergmekanisk

modellering tar hänsyn till de säkerhetsmässiga aspekterna, både utifrån personal- och produktions säkerhet.

Tvärgående skivrasbrytning kommer att införas eftersom den är mer kostnadseffektiv än längsgående skivrasbrytning. Med en total skivhöjde på 130 meter blir malmkroppen delad in i fyra horisontella skivor, 221m.n, 187m.n, 155m.n och 123m.n. (fem skivnivåer ansågs inte ekonomiskt). Nivå 123m.n är även huvud- och transportnivå. Med en horisontal malmkroppslängd på över 1,3 km (i öst-västlig riktning) blir varje nivå indelad i tre block, ett väst-, mitt- och östblock. Fältorten på varje skivnivå är placerad 20 meter från liggväggskontakten.

Varje block har ett eget bergschakt med anslutning till huvudnivån. Mittblocket har två bergschakt pga ökad produktionskapacitet och reducering av produktionsbortfall vid eventuella produktionsstopp. Varje bergschakt är placerat 50 meter från liggväggskontakten och är 3 meter i diameter.

Krosshallen är placerad 85 meter ifrån malmkroppens liggväggsida på huvudnivån. Från krosshallen till existerande silo har det drivits en 550 meter lång bandort med en lutning på 15 grader.

SAMVERKAN MELLAN MALMHALTER OCH UTLASTNINGSGRADER

På grund av den låga järnhalten i Kvannevannsgruvan (se tabell 2) är det viktigt att undvika en betydande blandning av malm och gråberg, speciellt från sidoberget. För att hindra gråbergsinblandning från sidoberget, används malm från vertikala pelare på ovanliggande nivå som en "säkerhetskudde" för att upprätthålla en god järnhalt och för att uppnå tillfredställande utlastningsgrader. Säkerhetskudden har också till syfte att skydda mot eventuella air blast.

Denna åtgärd, (dvs säkerhetskudden) kommer att "kosta" järnmalm i storleksordningen 4% av den totala massan i vertikala pelarna. Detta kommer att kunna återvinnas på skivorna längre ner. Det skall poängteras att det också är en tillfredställande sidobergsutveckling som avgör utlastningsgrader och järnhalter under gruvans livslängd.

Tabell 2. In-situ järninnehåll per skivnivå.

Table 2. In situ content per level for drillable ore.

Level	In situ iron content %
259	33
259-187	33.4
187	22.5

Ett tidigt ras av sidoberget bidrar till högre utlastningsgrader med lägre järnhalt på de övre skivnivåerna. Ett senare ras av sidoberget bidrar till lägre utlastningsgrader men högre järnhalter på de nedre skivnivåerna. Den genomsnittliga järnhalten för alla fyra skivnivåerna är beräknad till 31,7% med utlastningsgrader mellan 83% och 101% (tabell 3). En annan variabel som påverkar gråbergsinblandningen i malmen och som är svår att kalkylera exakt är malmgeometrin. Ett ”malmlager” mot gråberget måste vidhållas under alla omständigheter. Till och med en uttunning av malmlagret kommer att medföra lägre järnhalter i raset. Förhållandet mellan utlastningsgrad och järnhalt simulerades före beslutet om att övergå till skivrasbrytning.

Tabell 3. Förhållandet mellan utvinning och utlastningsgrad.

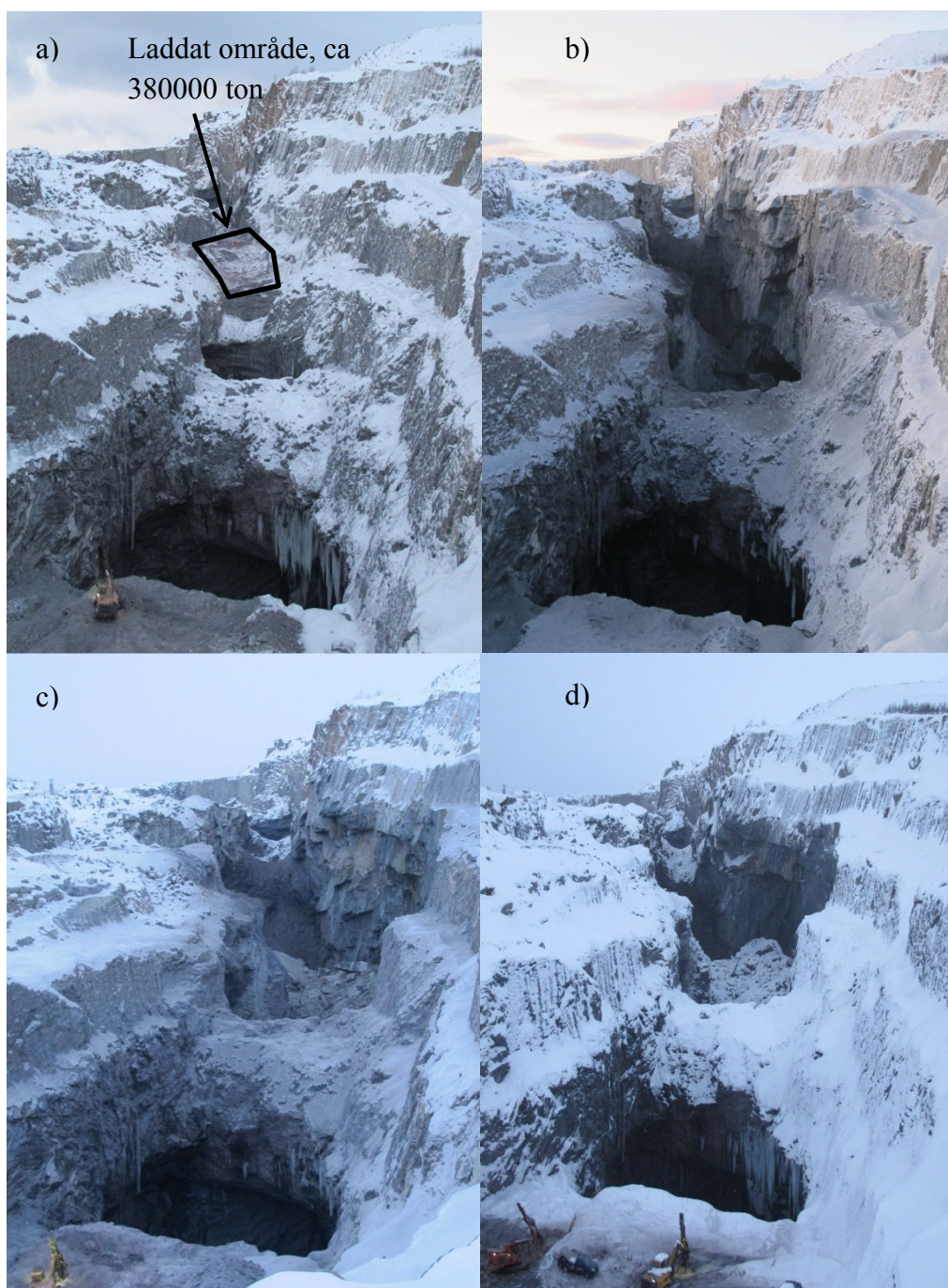
Table 3. Relationship between recovery and loading rate.

Level	Tonnage	Iron content (%)	Total extraction tonnage	Iron content (%)	Loading degree (%)
219	8.8	33.2	9.2	32.3	94
187	10.7	33.6	12.6	32.3	101
155	12.6	33.6	10.4	31.4	83
123	12.7	33.4	10.2	30.7	84
Total	44.8	33.5	42.4	31.7	90

BERGMEKANISKA UTMANINGAR

Takskiva samt restbrytning av pelare under jord

Takskivan över den västligaste delen av gruvan (väster om barriärpelaren) sprängdes ner i oktober 2010. Planen var att göra en liknande stor sprängning i den östliga delen under våren 2012. Under hösten 2011 har malm brutits i dagbrottsbotten i öst för att få så mycket malm som möjligt i produktionen. Provbörning har genomförts på ett antal ställen under brytningens gång och har indikerat att takskivan kalvar underifrån ner i strossarna. Av säkerhetsmässiga skäl har därför takskivan sprängts ner i flera omgångar, så att det nu återstår endast några mindre bergbryggor. Den östligaste av dessa bergbryggor utgörs av en pelare mellan stross 15 och 17. Denna pelare är uppbordad och kommer att restbrytas, med en form av skivras. I och med att malmen lastas ut, är bedömningen att bergbryggan kommer att falla ner av sig själv. Den sista delen av takskivan i öst sprängdes i mitten av december 2011, och den del av hängväggen som ligger i anslutning har fortsatt att successivt rasa in sedan dess. Vid detta tillfälle laddades den del av takskivan som utgjorde locket över stross 11. Ett överslag på mängden malm som sprängdes ner var ca 380000 ton. Omedelbart efter sprängning bedömdes ca 50000 ton gråberg från hängväggen rasa ner, och efter ytterligare några veckor bedöms ca 200000 ton till ha rasat ner. Rasutvecklingen efter sprängning visas i Figur 2 .

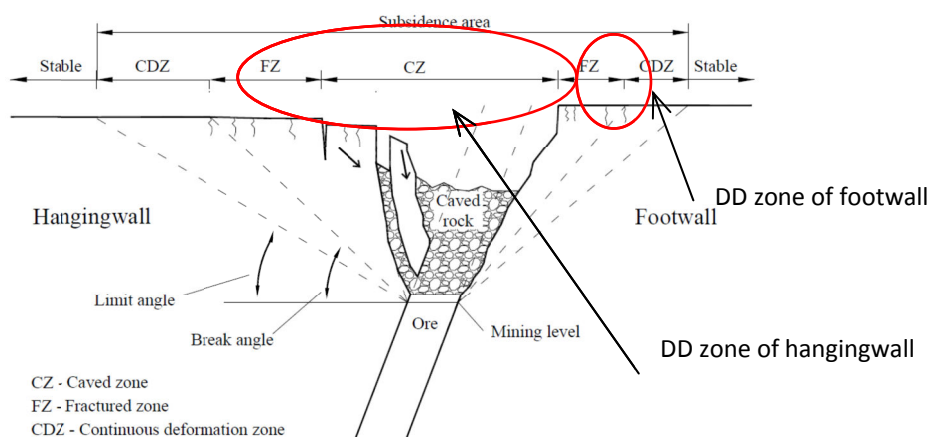


Figur 2. Bildserie från sprängning av lock över stross 11 och 14, a) 2011-12-14 före sprängning, b) 2011-12-16 några timmar efter sprängning, c) 2011-12-19 raset har utvecklats i hängväggen, d) 2012-01-03 ytterligare en del ras har skett i hängväggen.

Figure 2. Photos taken from blasting of cap over stope 11 and 14, a) 2011-12-14 before blasting, b) 2011-12-16 a few hours after blasting, c) 2011-12-19 caving of the hanging wall has developed, d) 2012-01-03 additional caving of the hanging wall has occurred.

Häng- och liggväggsutveckling

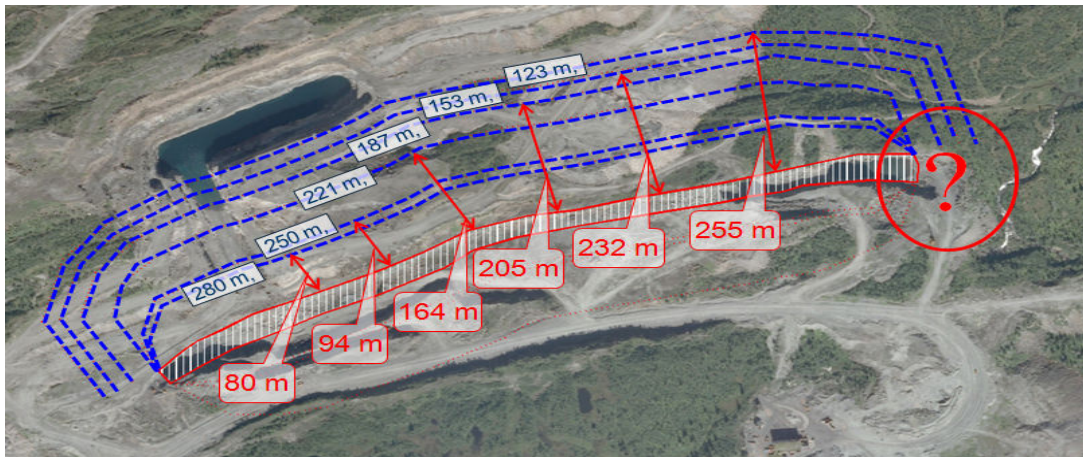
I figur 3 presenteras en av de mest använda modellerna för att modellera häng- och liggväggsutveckling vid skivrasbrytning. Zonen under "limit angle" anses vara stabil och ingen utveckling sker här orsakat av gruvverksamhet. Zonen över linjen "break angle" kallas discontinuous deformation zone (DD-zon) och anses vara instabil, vilket kan vara allt från mindre sprickor på ytan till större ras av sidoberg. Zonen mellan de två ovan beskrivna zonerna är "transition zone".



Figur 3. Sidobergsutveckling ovanjord vid skivrasbrytning som brytningsmetod (Herdocia, 1991; Lupio 1996).

Figure 3. Surface deformation zones at mine with sublevel caving mining method (Herdocia, 1991; Lupio 1996).

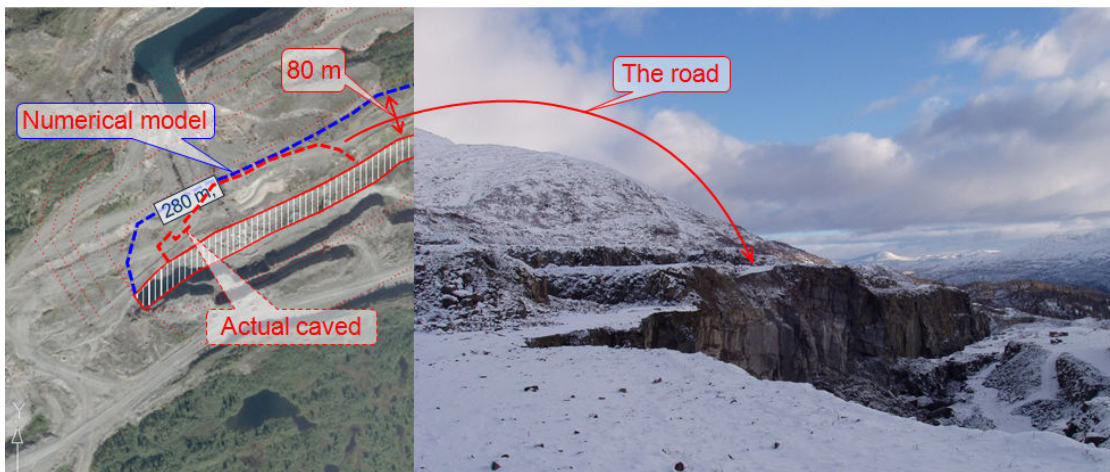
Rana Gruber AS har modellerat DD-zonen för de olika skivnivåerna för att kunna estimeras rasutvecklingen i hängväggen (Sand och Trinh, 2011). Detta har två viktiga syften, a) för att kartlägga rasmängden i relation till uttag av malm och b) utveckling av raszonen i dagen. Modellering utfördes i Phase 2, där de bergmekaniska egenskaperna för malm och sidoberg användes som ingående parametrar. För att förenkla modellen förutsattes det att raset hade utvecklas på varje ovanliggande skivnivå samt att gränsen för rasmassorna är vertikal. Resultat från den numeriska modellering gav en god indikation på gränsen av DD-zonen. Figur 4 visar resultatet från modelleringen av DD-zonens utbredning för varje skivnivå projicerat på ett flygfoto.



Figur 4. Resultat från numerisk modellering indikerade gränser av DD zonen.

Figure 4. Result of the numerical analyses indicating boundary of the DD zone.

I oktober 2010 sprängdes den västliga delen av taksdivan av ner. Resultatet från sprängningen visade god överensstämmelse med den numeriska modelleringen av DD zonen utbredning. stämde. Resultaten från modellering och sprängningen visas i figur 5.



Figur 5. Resultat från numerisk modellering i jämförelse med hängväggsutveckling efter att ha sprängt ner taksdivan i de västliga delarna av Kvannevnans malmen.

Figure 5. Result of the numerical analyses in comparison with the actual condition after blasting of the crown pillar.

En övergripande kommentar av resultatet efter nedskjutning av den västliga taksdivan är att prognosen från den numeriska modelleringen av DD zonen är realistisk och bör kunna förutsäga hängväggsutvecklingen. Det bör poängteras att det finns vissa osäkerheter som det inte har tagits hänsyn till, grundvattenförhållanden, samt

variationer i de bergmekaniska egenskaperna hos de olika bergarterna, (speciellt viktigt) rasförhållandet mellan malm och gråberg.

Pelarestabilitet mellan orter i skivraset

Avståndet mellan borrhörterna är 22 m, och skivhöjden är 32 m. För att säkerställa pelarnas stabilitet under brytningen föreskrivs att fältortsförstärkningen dras in 10 m i varje borrhört, och att man längre in i orten kan gå över till en lättare förstärkning. På de pelare där man förstärkt för lite, spricker pelarhörnen ofta upp och måste skrotas ned och omförstärkas. Av de pelarhorn som förstärkts enligt föreskrift är det endast ett fåtal som behövt omförstärkas i efterhand.

BERGMEKANISKA ÅTGÄRDER

Så länge produktion pågår på skivpallnivån är det av största vikt att ha kontroll på stabiliteten i huvudrampen upp och ner ur gruvan, såväl som andra kritiska områden. För att ha kontroll på vad som pågår har ett övervakningsprogram utformats. I dagen består övervakningen av mätpunkter som mäts in två gånger per år för att följa utvecklingen av deformationer i häng- och liggvägg. Under jord består övervakningen av fem långtidsdoorstopper som installerats i närheten av viktiga platser i gruvan. Syftet med dessa är att följa spänningsändringen över tid, så att vi kan se vad som händer vid restbrytning av barriärpelaren och i takt med att skivraset breddas och fördjupas.

Övervakning i dagen

De valda mätpunkterna baseras på ett förslag från Blachowski, Ellefmo och Ludvigsen (2009) som bestod av fyra linjer med övervakningspunkter tvärs över Kvannevanns-malmen. Linjerna bestod av 25 punkter vardera och ansågs vara för omfattande för att vara praktiskt genomförbart. Det slutliga systemet består av tre linjer med totalt fjorton mätpunkter. Linjerna betecknas A, C och D, där A-linjen ligger längst i väst, C-linjen i mitten och D-linjen i den östra delen av malmkroppen. A-linjens placering är vald med hänsyn till ett gammalt vattenfyllt dagbrott som vid uppsprickning av hängväggen kan ge stora mängder vatten ner i gruvan. Numerisk modellering (Sand och Trinh, 2011) visar att brottzonen kan nå det kritiska området då skivrasbrytningen passerat nivå 221. C-linjen korsar malmkroppen i närheten av viktig infrastruktur under jord, som ett ventilationsschakt och huvudtransportorten. D-linjen är avsedd för övervakning av vad som händer i den östliga änden av dagbrottet. Placeringen av linjer och mätpunkter visas i Figur 6. De vita punkterna indikerar mätpunkter och de röda uppställningsplatser för mätningarna.

Mätningarna utförs med totalstation. På grund av tjockt snötäcke vintertid kan mätningar bara utföras under sommarhalvåret. Det har beslutats att göra tre mätningar per år de första tre åren, och att sedan eventuellt minska till två mätningar per år beroende på hur snabbt deformationerna utvecklar sig.



Figur 6. Placering av linjer och mätpunkter för övervakning i dagen.

Figure 6. Location of lines and measuring points for surface monitoring.

Övervakning under jord

Övervakningen under jord består av fem långtidsdoorstoppers, för att övervaka spänningsförändringarna över tid. Tre av doorstopperna är placerade på första skivrasnivån (221) för att övervaka vad som sker när skivrasen öppnas. En doorstopper är placerad i verkstaden på nivå 250 i närheten av en viktig korsning. Den femte doorstoppern kommer att monteras på nivå 130, där den nya matsalen ska byggas. Detta är också i närheten av krossen på 123 nivån. Dessa doorstoppers blir avlästa två gånger i veckan.

SLUTSATSER

Skivrasbrytning som brytningsmetod innebär många olika utmaningar. Både när det gäller att förbereda en ny gruva för skivrasbrytning eller, som i Rana Grubers fall, övergång till ny brytningsmetod.

Denna artikel visar att de bergmekaniska aspekterna är bland de viktigaste utmaningarna vid skivrasbrytning. De bergmekaniska förhållandena och värderingarna har stor betydelse när det gäller beslutsunderlag för ändring av brytningsmetod, men också för kunna skapa de bästa förutsättningarna för att lyckas med skivrasbrytning. Skulle det inte tas hänsyn till de bergmekaniska förutsättningarna och utmaningarna kan det resultera i försämrad personalsäkerhet och produktionsbortfall, vilka båda medför stora ekonomiska förluster för företaget.

REFERENSER

Blachowski, J., Ellefmo, S., Ludvigsen, E., 2011. Monitoring system for observations of rockmass deformations caused by sublevel mining caving system. *Acta Geodynamica et Geomaterialia* Vol 8 No 3 (163), pp 1-10

Sand, N. S., Trinh, Q. N., 2011. Rana Gruber rock mechanics challenges connection with the establishment of a new main level and the transition to new mining method. *In Proc. 45th U.S. Rock Mechanics Symposium, June 26-29 2011, San Francisco, USA.* San Francisco: American Rock Mechanics Association

Sand, N.S. (2010). An alternative mining method at the Kvanneve Mine, northern Norway. *In Proc. 2nd International symposia on Block and Sublevel Caving , Australian Centre for Geomechanics, Perth and 4th International Seminar on Strategic versus Tactical Approaches in Mining, Australian Centre for Geomechanics, Perth, 2011*

Herdocia, A. (1991). *Hanging Wall Stability of sublevel caving Mines in Sweden.* Doctoral Thesis, Luleå University of Technology.

Lupo, JF. (1996). *Evaluation of deformation resulting from mass mining of an inclined orebody.* Doctoral Thesis, Colorado School of Mines.

HYDRAULIC SPLITTING – AN ENVIRONMENTAL FRIENDLY ROCK EXCAVATION METHOD

En miljövänlig metod för bergbrytning - hydraulisk spräckning

Ulf Håkansson, Skanska AB /KTH

Yanting Chang, Geton Consulting AB

Erik Ahnberg, Emstone AB

Summary

A new environmentally friendly equipment has been developed for splitting of rock, consisting of a deformed hydraulic hose in combination with half-moon shaped steel plates on each side of the hose. The device is expanded by high water pressure, up to 700 bar, and the steel will exert a pressure on the rock surface until a crack is formed. The expansion continues until the hose assumes its original round shape at which point of time its reinforcement will stop any further expansion.

Successful field tests have been performed at various civil projects especially in the Stockholm area but also in New York. The results show the importance of using straight and clean holes and that a hole spacing of ca. 4-500 mm is feasible in order to split the rock types that have been part of these trials.

Sammanfattning

En ny miljövänlig utrustning för hydraulisk spräckning av berg har tagits fram, bestående av en tillplattad hydraulisk slang omgiven av halvmåne-formade stålplattor på ömse sidor av slangen. Denna expanderas med ett vattentryck upp till 700 bar vilket gör att stålplattorna trycker på berget tills en spricka uppstår. Expansionen fortsätter tills slangen är helt rund och då dess armering hindrar fortsatt expansion.

Lyckade fältförsök har gjorts på ett antal anläggningsprojekt i framförallt Stockholmsområdet men även i New York. Resultaten visar på vikten av att använda raka och rena hål och att ett hålavstånd på ca. 4-500 mm är möjligt för att erhålla en spräckning av de bergarter som har ingått i försöken.

1. Introduction

Blasting is often regarded as a simple and effective rock excavation method. In urban areas, however, it poses a threat to the environment due to vibrations, noise and emission of explosive gases. Also, increasingly strict requirements, on environmental and ambient influence, complicate the execution of certain projects. In some cases and countries, it also requires a lot of care and expenses for the handling of the explosives.

Mechanical rock excavation methods such as TBMs (Tunnel Boring Machines), Roadheaders and wire sawing are today used as alternatives to excavation by rock blasting. However, the cost and mobilization of a TBM or a Roadheader requires suitable large projects with strong financial resources. Moreover, the lack of flexibility in TBM tunneling and Roadheaders being in principle unsuitable for hard rock, is a further drawback. Wire sawing, on the other hand, has had some success in recent years, but its use is still limited to special applications and situations. Hydraulic fracturing with various methods is in use today, although in a rather small scale.

Many of the above mentioned issues have now been addressed by using a controlled and environmental friendly rock excavation method – the Emstone Hydraulic Rock Splitter. The new technique is characterized by using specially devised hydraulic splitters in boreholes together with a high pressure, in the range 700 bars, to break the rock. The method is expected to increase the efficiency of hydraulic splitters in rock excavation as well as involving larger volumes than what is the case today. The technique is environmentally friendly, without any vibration and gas emission, making it very suitable for working in urban environments being close to existing and sensitive infrastructure.

2. Emstone Hydraulic Rock Splitter

The patented hydraulic splitter consists of a deformed or flattened custom made high pressure hydraulic hose and half-moon shaped metal plates on each side of the hose, see Figure 1. It operates by inserting it into a pre-drilled borehole in rock where its internal pressure is increased, generating sufficient forces to expand and transfer forces in opposing directions against the borehole walls through the two metal plates. The flattened hydraulic hose reaches its maximum extension when the reinforced hose becomes circular in shape. When the splitting process is completed, the hydraulic pressure is released and the hydraulic splitters shape returns to its original position ready to be re-used.

The splitting unit consists of hydraulic pump, hydraulic hose and pair of steel plates with rings at both ends, see Figure 2.

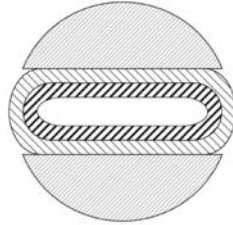


Figure 1 Cross section showing the flattened, reinforced, hydraulic hose and the half-moon steel plates

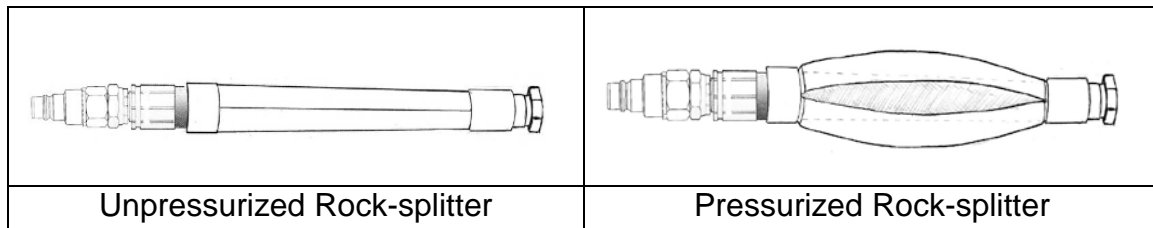


Figure 2 Emstone hydro-splitter®

The pair of metal plates are in contact with the rock wall of the pre-drilled holes and they are shaped to accommodate the flattened hydraulic hose and are rounded on the outer side to fit the pre drilled holes. These so called “feathers” are designed to fit different pre-drilled hole sizes ranging from 28 to 72mm. The length of the feathers is also different for different purpose of use.

The procedure currently uses hydraulic pumps connected to the drilling machine’s outlet for compressed air or a separate compressor. For the hydraulic pump to function efficiently, the air flow must be 6 bar and pumping capacity 400 litres per minute. Pressurization of four rock splitters with 60 mm diameter to about 700 bars takes around 2 minutes. To shorten this time of pressurization either a more powerful pump or a pressure accumulator can be used.

The various steps involved are shown below.

Step 1: The hydraulic rock splitters are placed the pre-drilled holes and are positioned with respect to the desired splitting direction, see Figure 3. The rock splitters are then connected to an air operated hydraulic pump and the unit is ready to be pressurized.



Figure 3 Installed rock splitters before (left) and after (right) pressurization

Step 2: When pressurization expands the rock splitters, high pressure is transmitted to the borehole walls. Pressurization of four 0.5 m long rock splitters with feather diameter of 60mm from 0 to 700 bar takes place in about 2 minutes with the currently used hydraulic pump. It is important that the fit between the diameters of rock splitter and drill holes are as good as possible in order to achieve the maximum splitting power. Water is used as pressure medium in most cases and a mixture of glycol can be used during winter to prevent the water from freezing. The feathers in the rock splitter are pushed out in the middle part by about 22mm at full pressure, and when the hose is fully round, the reinforcement in the hose prevents any further expansion.

Step 3: After the rock is cracked and the pressure is released, the splitter returns to its original shape and it is ready to be used again. The splitters can then either be moved to new boreholes or fed further down the same borehole and pressurized again. In theory, there is no limit to how many rock splitters can be pressurized at the same time, but for ease of moving the equipment between different rock blocks and boreholes, four sets of rock splitters are appropriate to work simultaneously.

Splitters are made in different sizes leading to different weight and performance, depending on the type of work that needs to be executed.

3. Theory

The process of rock splitting towards a free rock surface is schematically shown in Figure 4. The process mainly consists of four stages:

1. Cracks initiation on the borehole wall will start at certain limits of the internal pressure;
2. Crack propagation occurs around the borehole and eventually the cracks will connect to each other;

3. The opposite walls of the cracks will separate from each other and a rock beam would be formed if the rock still has ability to sustain the splitting load;
4. Final breaking-down of the rock occurs after a certain amount of deformation.

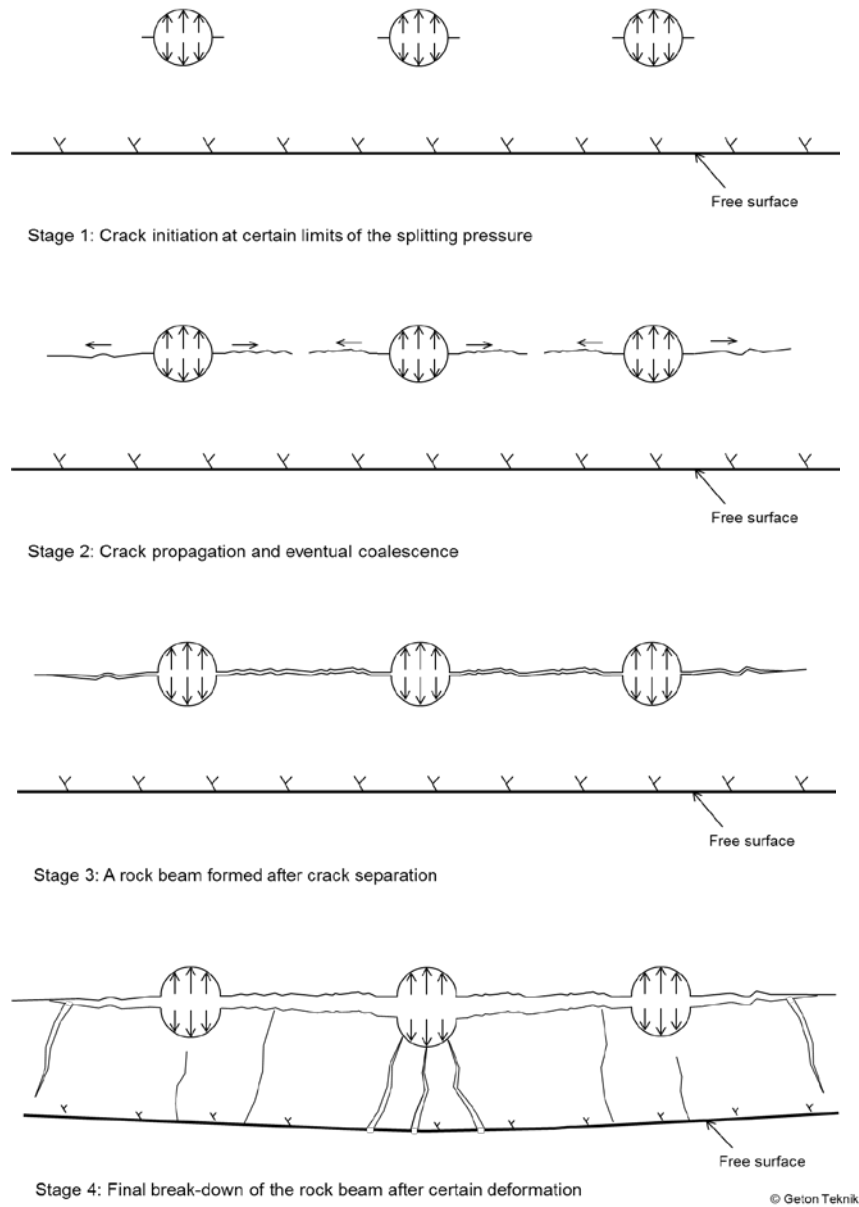


Figure 4 Process of hydraulic splitting with a free rock surface

Initiation of cracks on borehole wall

The splitting pressure required for crack initiation on the wall of a borehole is dependent on the following factors:

- Far-field stresses around the borehole;
- Stresses caused by the internal pressure inside of the borehole;
- Tensile strength of the rock;

In accordance with the theory of elasticity, required for a crack initiation will be expressed as,

$$p_w^c = 3\sigma_3 - \sigma_1 + \sigma_{tc} \quad (1)$$

where σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stress respectively of the far-field stress, p_w is the applied uniform internal pressure on the borehole wall and σ_{tc} is the tensile strength of the rock.

For the case where an internal pressure is only partially applied on the borehole wall, no closed-form solution is available. Jaeger et al (1976) achieved an approximate solution of the tangential stress caused by the partially applied pressure. Based on the results of the study, the internal pressure for the Emstone splitting device to create a crack initiation will be

$$p_s^c = 0.67 \cdot p_w^c \quad (2)$$

This suggests that for creating the first crack on the wall of the borehole the Emstone splitting device with directional pressure requires 67% of the pressure that is required for the case with uniformly applied pressure. In other words, the Emstone device has higher efficiency than devices providing a uniform internal pressure.

Loads required for breaking rock beam

As shown in Figure 4, a rock beam will be formed when the cracks created by the splitting have coalesced. To break down the rock beam, the applied load must overcome the bearing capacity of the beam. A simple model as shown in Figure 5 is be used to estimate the required load for breaking the rock beam.

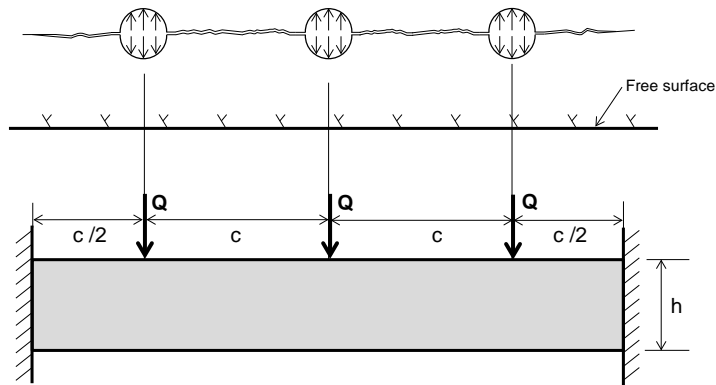


Figure 5 Model for estimating required load to break down the rock beam

According to the beam theory, the bending moments at some specific points caused by one particular load Q_i are determined by (see also Figure 5):

$$M_A^i = -\frac{Q_i \cdot a_i \cdot b_i^2}{L^2}; \quad M_1^i = \frac{2 \cdot Q_i \cdot a_i^2 \cdot b_i^2}{L^3}; \quad M_B^i = -\frac{Q_i \cdot a_i^2 \cdot b_i}{L^3} \quad (3)$$

For one specific point denoted by j , the total bending moment because of all of the splitting loads is expressed by

$$M_j = \sum_{i=1}^{i=n} M_j^i \quad (4)$$

where M_j^i is the bending moment caused by load Q_i at point j and is determined by linear interpolation of the values expressed by equations (3). Calculated bending moments for one example are shown in Figure 6.

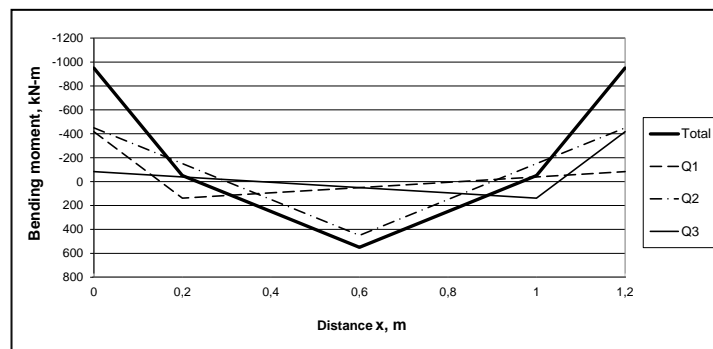


Figure 6 Example of calculated bending moments (positive value at lower side of beam, negative value at upper side of beam)

By knowing the bending moment, the tensile stress in the rock beam can be easily determined. The beam will be broken-down when the bending moments are high enough.

Conclusions of theoretical studies

It is more favourable to perform hydraulic splitting when a free surface is present. The existing stress parallel to the free surface has positive effects for crack initiation and crack propagation, whereas it might have negative effects for breakdown of the rock beam when the cracks have coalesced.

The theoretical study shows the splitting devices providing directional splitting pressure is more effective than those providing uniform splitting pressure.

For splitting rock in a tunnel face, where the rock is constrained, it is suggested to create first an open cut by e.g. drilling overlapped boreholes. Splitting can then performed towards the open cut. The performed numerical model indicates that this method is feasible for creating the first opening in the tunnel face. Therefore it is believed that hydraulic splitting can be used as method for excavation of a full tunnel section.

4. Field testing

Field tests with the hydraulic splitter have been performed at the projects listed below.

Högalid parking garage, Stockholm (Skanska), June 2009 and February 2010

The parking garage is in an urban area with apartments, stores and a day care nearby. The use of explosives is restricted and tests were made to remove over-breaks at times when blasting was not permitted.

The holes were hand-drilled which means that they are not straight making it difficult to install the plitters by hand. Moreover the drill bits were worn making the hole smaller than if new drill bits are used. For the over-break, six pieces of rock splitters were prepared for a hole size of 48mm diameter. The first crack occurred at about 100 bar and the entire block was split at around 200 bar and the over-break was successfully removed, using a spacing in the range 3-400 mm.

For these tests it can be concluded that hand-held drilling should be avoided, new drill bits should be used and the holes must be carefully cleaned prior to inserting the splitter.

Citybanan Station City, Stockholm (NCC), March 2010

This project is situated in the very centre of Stockholm and the tests were made in a small tunnel adjacent to Vattugaraget near the Sheraton hotel. At this point of time restrictions in blasting made it inconvenient to use explosives.

Prior to testing, new wedges were made for 64 mm hole size with heat treated steel material. The boreholes were placed in the roof of the tunnel with approximately c/c 40 cm and 400 mm distance between the rows of boreholes. The splitting occurred when the pressure reached 150 – 450 bar and blocks fell down from the roof due to gravity. The equipment was handled by lifting machine mainly because of problems with debris in the boreholes and deviation in the direction making it hard to work with the wedges by hand. Four rows with 10 boreholes each with c/c 400 mm and a distance between the rows of 300 mm were successfully split and a total rock volume of 10 m³ was removed.

It was concluded that the equipment was easy to operate and quick to use. However, in order to increase productivity, hydraulic pumps with better capacity are needed and to increase efficiency, mechanical lifters should be used to place the rock splitters.

2nd Avenue Subway, New York (Skanska), June 2011

Trials were made at the Croton Water Filtration Plant in Bronx in order to verify if the splitters could be used in Manhattan Schist for the 86th St Station excavation at the 2nd Avenue Subway project. The 2nd Avenue project is in the centre of Manhattan with a many restrictions with respect to the use of explosives.

Vertical holes with a diameter of 64 mm (2,5") were drilled by a hand-held drilling machine. The spacing between the holes was 3-400 mm and cracks appeared at a pressure of 200 bar and the final splitting occurred at a pressure of 500 bar.

The tests were successful and it was concluded that the device could be used for the 86th Street Station project, however, hand-held drilling should not be used as the holes do not become straight enough for easy handling.

Nya Karolinska Hospital, Stockholm (Skanska), June 2011

At this site tests were made to split rock blocks of sizes ranging from one to several cubic meters. Tests were made with splitters with a diameter of 62 mm. Three splitters were used simultaneously with a spacing of 4-500 mm and a maximum pressure of 1000 bar, with very good results.

5. Conclusions

The hydraulic rock splitting system is environmentally friendly working without any vibrations or noise as it only operates by pressurization of a water filled hydraulic hose. The hydraulic rock splitter comes in different sizes and can be customized to the specific application.

The device is simple to use and needs no special training and other activities can proceed simultaneously as the rock is being split. The plitters are relatively easy and light to handle, although for some applications mechanical lifters are recommended. The bore holes should be drilled with a drill jumbo in order to achieve straight holes. New drill bits should be used and the holes must be carefully cleaned, by e.g. compressed air, prior to inserting the device.

The spacing between the bore holes should be in the range 4-500 mm. A special benefit is that the cracks will firstly be formed perpendicular to the movement of the half-moon steel plates, and by orientating the splitter in the hole, the location of the cracks can be chosen by the user.

In each set up with a single unit consisting of four splitters, it is possible to extract ca. 0,7 cubic meters of rock at the same time. The time it takes for this process of setting up and extracting is approximately 10 minutes. With one person working with the tool, this set up can be repeated 45 times a day, giving rise to extraction of 30 cubic meters of rock per day. The life span of the system is around 200 cycles for the inner hose and more for the reusable steel feathers.

Following the recommendations above, this is an interesting alternative to blasting especially in an urban environment where strict requirements limit the use of explosives.

6. Acknowledgement

This study was financed by the Development Fund of the Swedish Construction Industry – SBUF, and their support is much appreciated. Field tests were performed at various sites of NCC and Skanska and both companies are acknowledged for their assistance.

DYNAMISK BELASTNING AV FALLANDE FULLBORRNINGSKRONA

Dynamic load caused by a falling raise boring head

Anders Nyström, Boliden Mineral AB

Per-Ivar Marklund, Boliden Mineral AB

Anders Fredriksson, SWECO Infrastructure AB

Gunnar Rådberg, Bergteamet AB

SAMMANFATTNING

Vid fullborrning av ett nytt 1070 m långt personschakt i utbyggnadsprojektet i Garpenbergsgruvan delades arbetet upp i tre etapper vilket tillät att arbetet kunde pågå på flera nivåer samtidigt. Det innebar att samtidigt som rymningskronan drogs upp i den översta delen kunde borrning med en pilotkrona ske i etappen nedanför under en bergplugg som avdelade etapperna. En riskanalys för personskador visade att den största risken var att borrstången gick av och att kronan och stången föll ned och belastade bergpluggen dynamiskt så att stenfall från bergpluggen inträffade samtidigt som arbete med att driva ett pilothål pågick under bergpluggen.

I artikeln redovisas beräkningar för vilken längd som skulle krävas på bergpluggen för att det skulle vara säkert att arbeta under den. Slutligen beskrivs hur bergpluggen höll för den dynamiska belastningen då borrstången gick av och rymningskronan föll från 238 m höjd ned på bergpluggen.

SUMMARY

Raise bore drilling of a new personnel shaft in the ongoing expansion project in the Garpenberg mine was divided into three sections. This enabled boring of the pilot hole in one section while reaming of the pilot hole to the final dimension was ongoing in the section above. Between sections a rock plug was left to insure a safe working space for the operator of the pilot hole. A risk analysis for working below the rock plug showed the highest risk to be breakage of a drill rod. This breakage would result in the reamer with drill rods falling down onto the rock plug and inducing a dynamic load causing a rock fall below the rock plug.

This article presents calculations of the required height of the rock plug to withstand the load from a falling reamer with drill rods. Finally a description is given of how the rock plug did withstand a dynamic loading from the reamer when it fell down 238 m onto the rock plug.

BAKGRUND

I Garpenbergsgruvan belägen i Hedemora kommun i södra Dalarna pågår ett utbyggnadsprojekt på 3,9 MSEK. Gruvan ägs av Boliden Mineral AB och producerade 1,4 Mton malm år 2011. Efter utbyggnaden kommer produktionen att uppgå till 2,5 Mton malm per år. Utbyggnadsprojektet innefattar bland annat ny infrastruktur i gruvan såsom personal-, ventilations- och uppföringsschakt och orter för att nå nya brytningsnivåer samt ett nytt anrikningsverk och nya serviceanläggningar ovan jord.

Ett nytt personschakt från markytan ned till nivå 1070 drivs med fullborrningsteknik i tre etapper vilket tillåter att arbetet pågår på flera nivåer samtidigt. Först borras ett pilothål från markytan ned till nivå 335. Därefter fortsätter man att borra ett pilothål från nivå 335 ned till nivå 698 samtidigt som pilothålet mellan markytan och nivå 335 rymms till 4,5 m diameter med en fullborrningskrona. Före rymningen började ställdes frågan om det var säkert att befinna sig under ett kvarlämnat parti berg som skiljer de olika etapperna åt, en så kallad bergplugg, för att borra pilothålet nedåt samtidigt som pilothålet ovanför bergpluggen rymdes med en fullborrningskrona. Vad skulle inträffa om borrhången gick sönder och föll ned på bergpluggen tillsammans med fullborrningskronan?

UPPSKATTNING AV PROBLEMET

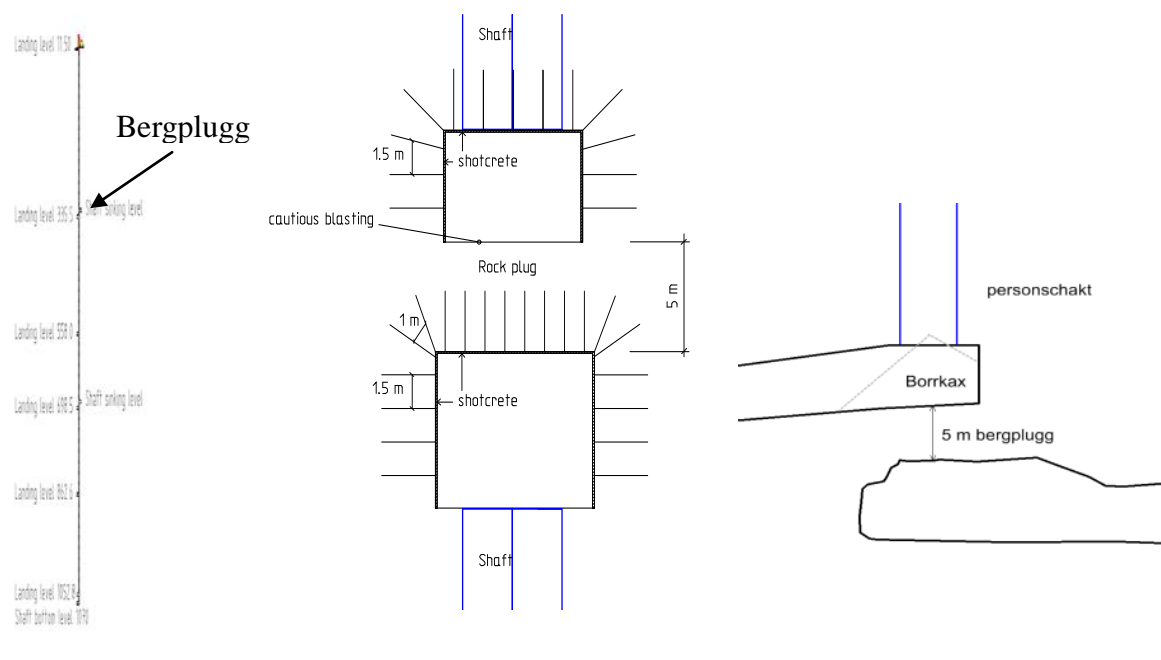
En första skattning av möjlig belastning på bergpluggen gjordes genom ett par olika beräkningar där energinivåerna jämfördes med erfarenheter från sprängning. Först beräknades den största energi bergpluggen kan utsättas för, vilket är när fullborrningskronan med borrhänger lossnar ca 180 m ovanför bergpluggen och faller fritt. Energi-mängden bestäms av vikten och hastigheten på fullborrningskronan och stängen. Vid högre fallhöjd ökar hastigheten för fullborrningskronan men samtidigt minskar den totala vikten på den genom att borrhängen blir kortare.

Vid 180 m höjd utgörs den fallande vikten av 83,5 ton med följande fördelning:

Borrkrona, 4,5 m diameter	31,5 ton
Borrhänger total längd 120 m	52 ton

Den kinetiska energin vid fritt fall blir 150 MJ och hastigheten 59 m/s.

Bergmassan i läget för bergpluggen på nivå 335 består av omvandlad pimpsten med en tryckhållfasthet på 200-250 MPa och RMR i intervallet 80-85.



Figur 1. Skiss på personschaktet med påstigningsnivåer samt profiler längs och tvärs orterna kring bergpluggen. Sketch showing personnel shaft with landing levels and profiles across and along the drifts on top of and below the rock plug.

JÄMFÖRELSE MED ERFARENHETER VID SPRÄNGNING

1 kg ANFO sprängämne innehåller energi i storleksordningen 3,5 MJ. 150 MJ motsvarar därmed 43 kg ANFO sprängämne. Om man antar att bergpluggen laddas med den mängden sprängämne blir den specifika laddningen $43/(\pi \times 4,5^2/4 \times 5) = 0,54 \text{ kg/m}^3$.

Detta värde kan jämföras med specifik laddning i dagbrottet Aitik som uppgår till 1,2-1,3 kg/m^3 och med ett erfarenhetsvärde som säger att sprickbildning uppstår vid en specifik laddning på 0,3 kg/m^3 . Värdet är således högt och risk för skador och stenufall kan inte uteslutas. Energinivåer som motsvarar en specifik laddning på 0,3 kg/m^3 , då sprickbildning uppstår, uppnås då rymningen nått en höjd på ca 75 m.

I Aitik har även formler för PPV tagits fram empiriskt för 125-300 mm diameter på borrhål vilket kanske kan ge en ännu bättre uppskattning:

$$PPV = 650 \left(\frac{\sqrt{fQ}}{R} \right)^{1.42}, \text{ där } f = \frac{\arctan(H/2R)}{(H/2R)}$$

PPV är största partikelhastigheten (mm/s), Q är laddningens storlek (kg), R är avståndet till laddningen (m), och H är laddningens höjd (m). H sattes till stigens diameter och

beräkningen gjordes med laddningsmängden som beräknades ovan, $Q=43$ kg. För radien 5 m, det vill säga bergpluggens höjd, ger det en PPV på 900 mm/s och för att få ned vibrationerna till 250 mm/s krävs 13 m radie (höjd).

Även om dessa enkla beräkningar inte tar hänsyn till luftmotståndet, som skulle minska hastigheten på fallet, eller det faktum att endast en del av energin i ett sprängämne ger upphov till vibrationer så indikerade det att problemet är av en sådan art att noggrannare studier måste göras.

RISKANALYS MED ENTREPRENÖREN

Då de första enkla beräkningarna indikerade att risken för att bergpluggen inte skulle hålla för en maximal belastning från en fallande fullborrningskrona gjordes en riskanalys tillsammans med entreprenören Bergteamet AB som fått uppdraget att driva bergschaktet. I den bedömdes rymning kunna utföras upp till 75 m höjd utan risk för personsador utifrån de enkla analyserna baserade på specifik laddning. Sedan måste rymningen eller borringen av pilothålet under bergpluggen avbrytas. En av de åtgärder som beslutades var att beräkna hur mycket borrkaxet i botten på stigen dämpar borrkronans kinetiska energi. Denna beräkning skulle göras av extern expertis.

ANALYS AV LASTER ORSAKADE AV BORRKRONAN

Sweco Infrastructure AB fick uppdraget att undersöka vilken längd bergpluggen behöver ha för att klara av belastningen från en fallande fullborrningskrona samt att undersöka vilken dämpande effekt det borrkax har som kommer från rymningen av personschaktet och som lägger sig ovanpå bergpluggen.

NÄR INTRÄFFAR SKADOR?

Avgörande för vilka skador som sker under bergpluggen är den maximala svängningshastigheten som uppkommer i taket. Tabell 1 visar en sammanställning av olika typer av skador och vid vilka svängningshastigheter dessa inträffar. Litteraturuppgifterna visar att om svängningshastigheten ligger mellan 200-250 mm/s så uppkommer bara lindriga eller inga skador på en bultförankrad sprutbetong.

ANALYS

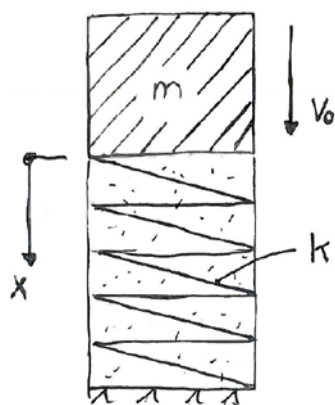
Analysen görs i två steg. Först analyseras hur borrkronan med borrstänger bromsas upp när de träffar ett fjädrande material i botten av schaktet (borrkaxet). Beräkningsmodellen består av en vikt med massan, m , och anslagshastigheten, v_0 , som träffar en fjäder med styvheten, k (Figur 2). Beräkningsprincipen är jämförbar med hur man beräknar vilken kraft man får i en påle från en fallhejare.

I formeln i Figur 2 är x rörelse, v hastighet, a acceleration, F kraft, m massa och t tid. Kraften F som funktion av tiden ger den dynamiska belastningen på bergpluggen.

Tabell 1 Identifiering av tänkbara skador vid sprängningar i närheten av berganläggningar och vid vilken vibrationsnivå skadorna uppstår (Fredriksson et al., 2005). *Identification of blast damages close to excavations and vibration levels when damages occurs.*

Typ av skada	Vibrationsnivå, mm/s, när skadan kan uppstå	Kommentar
Utstötning av sten eller block.	> 100	Värdet gäller för bergrum utan ytförstärkning och bra berg. Blasters Handbook, Dupont /6/ anger värdet till 305 mm/s i tunnlar utan betonglining.
Sprickbildning: • armerad sprutbetong. • betonghålstensväggar.	120 inga skador 160, sprickbildning 230 kraftiga sprickor	Langefors Kihlström /8/ samt Sjöberg et al. /3/ anger värdet 110 mm/s för kosmetiska sprickor i lättbetong. Nitro Consults erfarenheter från sprängningar intill tunnlar med oarmerad betonglining (tjocklek min 0,35 m) i Hong Kong och sprängningar intill byggnader i Sverige.
Sprickbildning: • armerad sprutbetong i samverkan med berg. • kraftiga betongkonstruktioner.	> 250, sprickbildning	Studier av Dowding /5/ anger att inspända monolitiska betongväggar inte spricker för vibrationsnivåer under 254 mm/s och töjningar av 100 µm/m.
Bomma partier i sprut betongen växer till.	100	Erfarenheter från Hjulstaprojektet /13/.
Utstötning av oarmerad sprutbetong.	> 200	Ett påslag med sprutbetong ca 2 cm i en tunnel med arean 3×3,5 m. Sprutbetongen applicerad någon vecka före sprängningen. Erfarenheter från Märstatunneln i samband med sprängningar för Arlandabanan.
Skador på ingjutning av bergbult.	> 1 000	Tester gjorda i Norge /17/.

Anmärkning: Förhållandena för betongkonstruktioner gäller förutsatt de är grundlagda på berg.



$$x_t = x_{t-1} + v_{t-1} \cdot dt$$

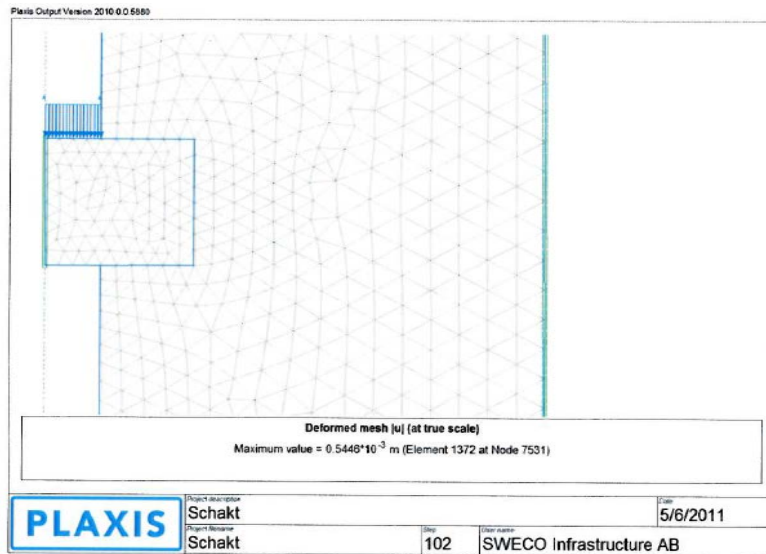
$$F_t = k \cdot x_t$$

$$a_t = - F_t / m$$

$$v_t = v_{t-1} - F_t \cdot dt / m$$

Figur 2. Beräkningsmodell och ekvationer för borkronans landning i borkkaxet. *Calculation model and equations for the reamer falling down onto the drill cuttings.*

I nästa steg påförs kraften F som funktion av tiden på en numerisk modell av schaktet med bergpluggen. En dynamisk beräkning utförs där deformationer och svängningshastigheten beräknas. För analysen har en axialsymmetrisk modell i Plaxis 2010 använts (Figur 3).



Figur 3. Numerisk modell. *Numerical model.*

Deformationsegenskaper för borrhax

Deformationsegenskaperna hos friktionsjord är spänningsberoende. Den så kallade ödometermodulen, M , för friktionsjord brukar tecknas

$$M = m \cdot 100 (\sigma_v / 100)^{1-\beta}$$

Där m är modultalet, σ_v är vertikalspänningen och β är spänningsexponenten.

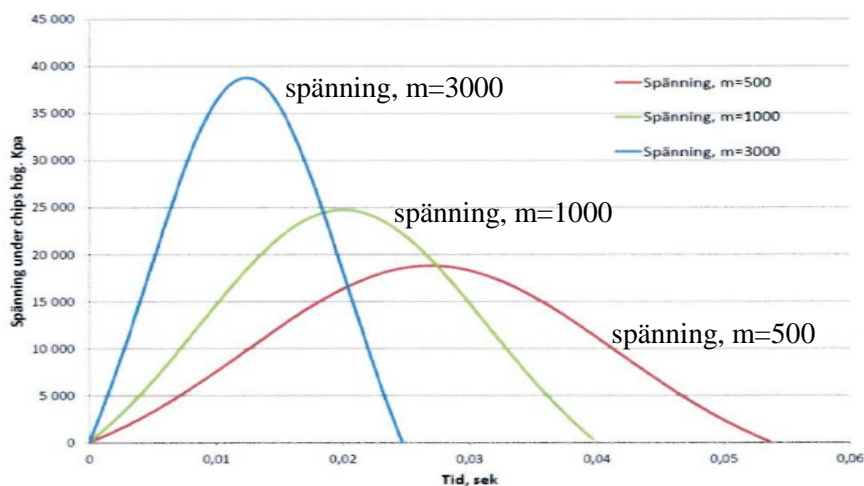
Ödometerförsök på singel och makadam (Andreasson 1973) ger att modultalet, m , varierar mellan 500 - 3000 och att spänningsexponenten, β , varierar mellan 0,78 - 1,16. Lägre portal ger ett högre modultal. För den fortsatta analysen har modultalen 500, 1000 och 3000 använts samt spänningsexponenten valts till 0,87.

Utgående från aktuell spänningsnivå i borrhaxet har en fjäderkonstant beräknats för den 5 m höga borrhaxhögen. Fjäderkonstanten kommer att variera under den dynamiska hoptryckningen.

Fjäderkonstanten beräknas såsom $k = M \cdot \text{Area schakt} / 5,0$ (N/m).

Inverkan av styvheten

Den dynamiska kraften i fjädern har beräknats för olika modultal vid en fallhöjd av 180 m. I Figur 4 visas den beräknade spänningen på ovsidan av bergpluggen vid de olika modultalen. Högre modultal ger en högre dynamisk spänning men en kortare varaktighet på pulsen.



Figur 4. Dynamisk spänning vid olika modultal. *Dynamic stress levels for different m values.*

Inverkan av fallhöjden

I Figur 5 redovisas beräknade dynamiska spänningar vid olika fallhöjder för det modultal som gav högst spänning i figur 4. I beräkningen ingår att massan varierar för de olika fallhöjderna som tidigare beskrivits. Som framgår av figuren varierar pulsens varaktighet med den fallande massans vikt, ju tyngre massa desto längre puls. Den dynamiska spänningens toppnivå varierar med energiinnehållet.

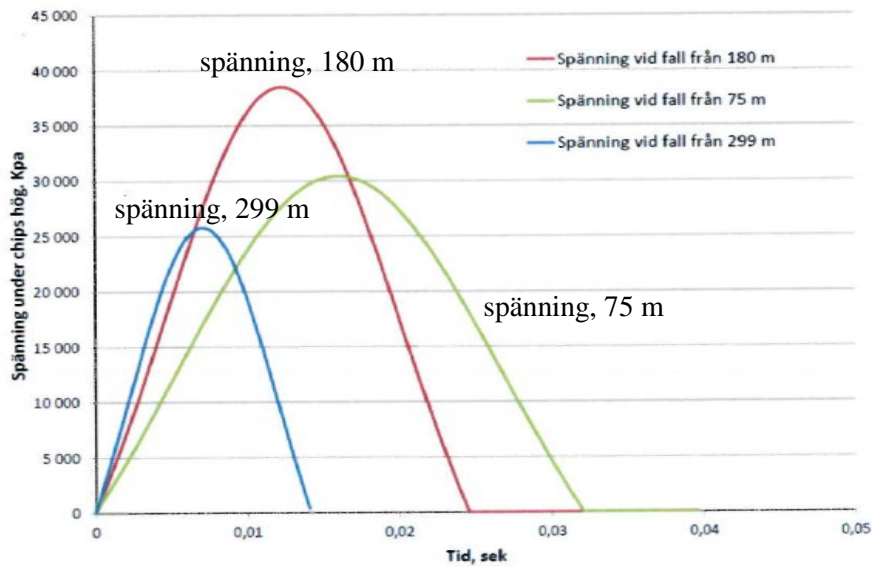
Numerisk analys

De framräknade dynamiska spänningspulserna har sedan påförts ovanstående av bergpluggen och en dynamisk analys utförts. I Figur 6 redovisas beräknad svängningshastighet på ovan- och undersidan av en 5 m hög bergplugg vid fallhöjden 180 m.

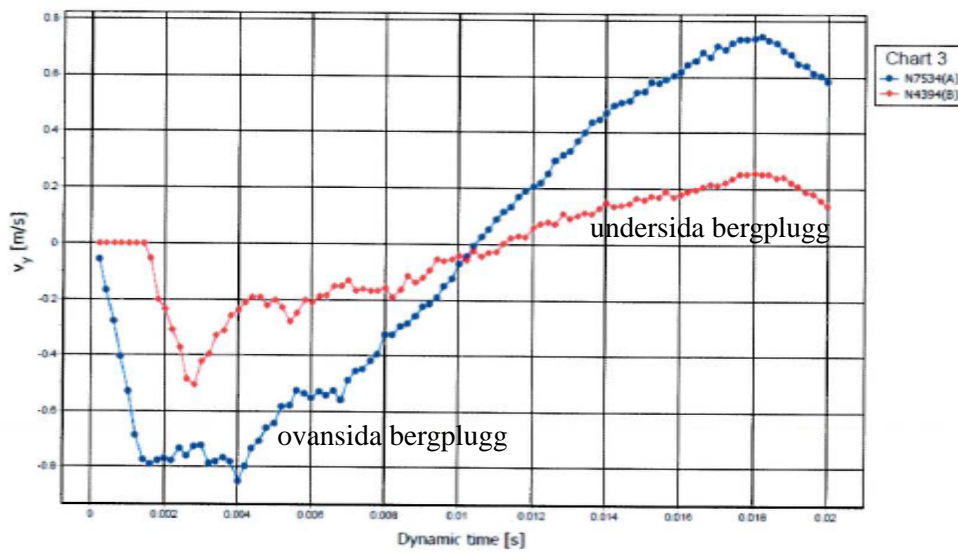
Teoretiskt varierar svängningshastigheten med inversen av bergpluggens längd, $1/t$ (Figur 7). Maximal acceptabel svängningshastighet 250 mm/s fås för en bergplugg med längden 7,4 m.

I riskanalysen ansågs ju en fallhöjd på 75 m vara acceptabel baserat på erfarenheter från sprängning varför det fallet också analyserades i den numeriska modellen där även borrkax ingår. Den beräknade svängningshastigheten för fallhöjden 75 m uppgår i denna till 200 mm/s, det vill säga under den nivå där skador börjar uppträda.

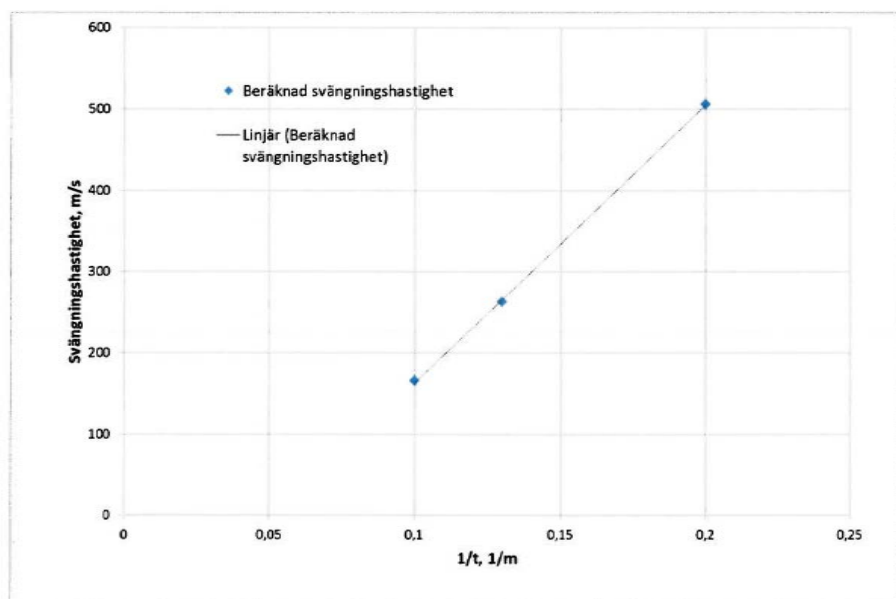
Analyserna visar att bergpluggslängden bör vara 8 m för att vibrationsnivån i botten av pluggen skall vara så låg att bara lindriga skador uppstår. Detta förutsätter en höjd av 5 m borrkax ovanpå bergpluggen.



Figur 5. Beräknad dynamisk spänning vid olika fallhöjder. *Calculated dynamic stress at varying falling heights.*



Figur 6. Jämförelse mellan beräknad svängningshastighet på bergpluggens ovansida och undersida. Bergpluggens längd är 5 m. *Comparison between calculated peak velocity on the top of the rock plug (blue line) and bottom of the rock plug (red line). Length of the rock plug is 5 m.*



Figur 7. Beräknad svängningshastighet som funktion av inversen av bergpluggens längd. *Calculated peak velocity as a function of the inverse of the length of the rock plug.*

FULLBORRNINGSKRONAN FALLER OCH VAD INTRÄFFAR?

Under pågående rymning natten den 21 juni 2011 gick plötsligt en rörstång av och fullborrningskronan med ca 60 m rörstänger föll ned på bergpluggen på nivå 335 (Figur 8). När fullborrningskronan träffade borrkaxet ovanför bergpluggen styrdes den ut mot orten och borrarsträngen brast en bit ovanför kronan. Borrsträngen ovanför brottet föll ned och träffade kanten på kronan som slungades ut ca 15 m i orten av stöten. Kvar i schaktet stod ca 60 m rörsträng. Borraren berättade senare att rörbrottet kom helt utan förvarning. Vid besiktning av bergpluggen noterades att inga synliga skador hade uppstått på den.

DISKUSSION

Händelsen med den fallande fullborrningskronan inträffade nära det läge då maximal energinivå uppnås. Energinivån beräknas till 136 MJ, vilket enligt analyserna borde ha gett synliga skador under bergpluggen. Det finns dock ett antal faktorer som kan ha bidragit till att dämpa stöten från fallet, nämligen:

- Luftmotståndet i schaktet har inte tagits med i beräkningarna;
- Fullborrningskronan har bromsats av friktion mot bergväggen vilket syns på de yttre kuttrarna som slipats ned ett par centimeter under fallet;

- Öppningen mot orten innebar att fullborrningskronan och borrkaxet styrdes bort något från bergpluggen vilket sannolikt minskade energimängden som överfördes direkt till bergpluggen och kanske även ökade tidsförloppet;
- Skadorna indikerade att borrsträngen ovanför brottet i strängen föll ned och träffade utkanten på kronan som då kastades ut ca 15 m i orten av stöten, vilket minskade stötenergin från borrsträngen när den därefter träffade bergpluggen.



Figur 8. Kvarvarande borrsträng i personschaktet efter fallet. I bilden syns också hur borrkax tryckts ut i orten av fallet. *The remaining drill rod standing on top of the rock plug in the personnel shaft. The picture also shows how drill cuttings have been pushed out in the drift caused by the fall of the reamer.*

REFERENSER

- Andreasson, L. 1973. Kompressibilitet hos friktionsjord. Laboriestudium, Avhandling, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg.
- B. Müller, J. Hausmann & H. Niedzwiedz, Comparison of different methods of measuring and calculating blast vibrations in rock masses, Vienna Conference Proceedings 2007, P. Moser et al.
- Fredriksson, A. 2005. Inkapslingsanläggning Reviderad byggbarhetsanalys av bergschakt (A.). SKB-rapport R-05-53.
- Plaxis 2010 – numeriskt analysprogram. Webb: <http://www.plaxis.nl/>

SILICA SOL INJEKTERING - RÄTT OCH FEL

Grouting with silica sol - right and wrong

Johan Funehag, Chalmers tekniska högskola/Tyrens

Sammanfattning

På senare tid har kraven på täthet vid tunnelbyggande skärpts väsentligt. De täthetskrav som ställs, ibland mindre än någon liter per minut och 100 meter tunnel, samt beställarens egna funktionskrav på droppfritt och dylikt har medfört att konventionell förinjektering med cementbaserade injekteringsmedel kan bli otillräcklig. Om små sprickvidder är nödvändiga att täta innebär detta att ett annat injekteringsmedel än cement behöver användas alternativt kompletteras. Silica sol är en kolloidal lösning av silikapartiklar i vatten. När silica sol blandas med exempelvis vanligt koksalt startar en reaktion och partiklarna bildar bindningar mellan sig. Silica sol har ett helt annat beteende jämfört med cement. Forskningen har, liksom för konventionell cementinjektering, visat att sprickvidden, injekteringstrycket och tiden har stor inverkan på injekteringsresultatet men för silica solen har dessutom geltiden stor betydelse för utförandet och resultatet. De praktiska fördelarna med silica sol, förutom inträngningsförmågan, är uppenbara när det kommer till att styra injekteringsmedlets geltid. Med silica sol kan geltiden styras och därmed injekteringstiden per hål från några minuter till flera timmar, om så är önskvärt. Med vetskap om vilken minsta sprickvidd som behöver tätas för att klara inläckagekravet kan en härledbar injekteringsdesign upprättas där den använda injekteringstiden kan förutsägas. För att injekteringen skall bli så effektiv som möjligt bör utrustning och genomförande anpassas. I de hittills genomförda projekten har en traditionell cementinjekteringsutrustning använts med framgång. De problem som observerats under en silica sol injektering beror på stora injekteringsvolymerna, återslag eller ytläckage. När sådana problem uppstår måste designen uppdateras.

Summary

During the past decades the stipulations on the ingress of water to tunnels have been stricter. The stipulations set, sometimes less than a liter per minute and hundred meter of tunnel, together with the clients own demands on functionality for the allowed number of drips have made traditional cement grouting sometimes not adequate. If small fracture apertures are needed to be sealed another grout than cement based needs to be used or complemented with. Silica sol is a colloidal mixture of silica particles in water. When silica sol is mixed with for instance ordinary table salt (NaCl) a reaction starts and bonding between the particles starts to develop. Silica sol behaves different from normal cement grouts. Research have shown, as well as for cement grouting, that the fracture aperture, the grouting pressure and grouting time play a certain role on the grouting result. Besides these factors, the gel time for silica sol have effect on both the execution and result. The practical advantages with silica sol, besides the superb

penetrability, are obvious when it comes to controllable gel times, steerable penetration lengths and the time spent on grouting. The controllable gel time and the rapid viscosity increase are directly linked to the penetration lengths via hydraulic aperture, grouting pressure and gel time. Knowledge of the minimum fracture aperture that needs to be sealed, a derivable grouting design can be computed where the grouting time used is predictable. To achieve an efficient grouting, the equipment and execution needs to be adopted. In the performed projects so far, traditional grouting equipment for cement based grouts have been used with success. The problem encountered consists of large grouted volumes, backflows or surface leakages. The fundamentals of these "problems" is that the proposed design cannot be kept and updates needs to be done.

Introduktion

Silica sol som injekteringsmedel i hårt berg har använts i Sverige i åtminstone tolv projekt varav 6 har varit tunnlar. Dessa är Törnskogstunneln 2004, Hallandsås tunneln som komplement till cement i efterinjekteringarna, 2006 och 2009, Nygårdstunneln, 2006, TASS-tunneln i Äspölaboratoriet, 2008, en Telia tunnel i Göteborg som efterinjekteringsmedel, 2009 och senast som injekteringsmedel för "täta" borrhål i två tunnlar i delen Velande-Prässebo, Bana Väg i Väst, 2010. Utomlands har det använts främst som ett stabiliseringsmedel av jordar/sämre berg vid tunnelbyggnation.

Författaren har varit delaktig i samtliga projekt i egenskap av forskare. Sedan tunneln i Äspö har en handledning tagits fram i BeFo.s regi för att ge en vägledning till hur en injektering kan och bör göras baserat på silica sol (Funehag, 2010). Denna artikel är ett utdrag av handledningen samt en möjlig vinkling till vad som kan åstadkommas med en injektering.

Injekteringsdesignen

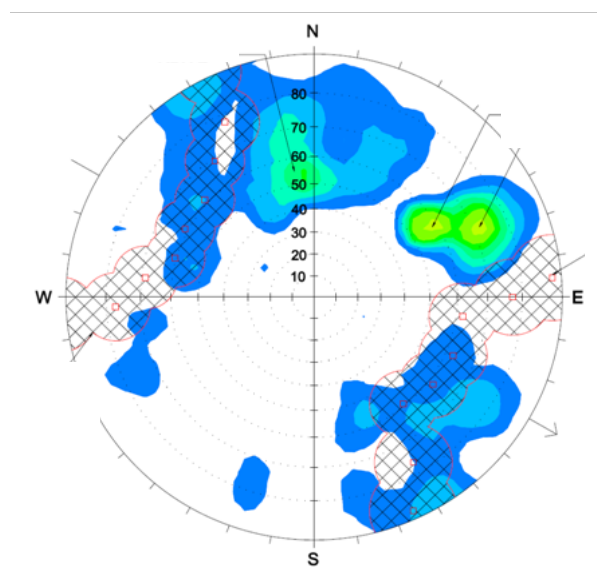
En injekteringsdesign har sin utgångspunkt i berget med sprickornas förmåga att transportera vatten kallat transmissivitet. Genom vetenskapen att alla sprickor inte har samma sprickvidd och att det finns några få stora sprickor medan många små kan en sprickviddsfördelning tas fram, bland annat genom sk. paretofördelning. En ganska vanligt antagande är att ca 80% vattenflödet ur ett injekteringsborrhål i ett kristallint berg kan härröras till en spricka. Resterande del fördelas mellan flera mindre sprickor. Självklart fås en mycket bra tätning genom att täta enbart den stora sprickan men för en del projekt och en del ställen längs tunneln räcker inte detta för att klara inläckagekrav. I dessa fall kan silica sol användas att täta de finare sprickorna. Genom att anta att alla bidrag från de olika sprickorna ner till en viss sprickvidd längs ett borrhål kan således ett kvarvarande restinläckage beräknas. Detta restinläckage får då inte vara större än de uppsatta kraven och vi har fått fram en minsta sprickvidd som måste tätas, kallat dimensionerande sprickvidd.

I den dimensionerande sprickvidden kan en inträngningslängd beräknas.

Inträngningslängden beror av: Pålagt tryck och injekteringstid som kan kallas injekteringstekniken, geltiden och viskositet som kallas bruksegenskaper och den

hydrauliska sprickvidden eller den dimensionerande sprickvidden. Som inses är att det finns ett många olika kombinationer att erhålla en inträngningslängd som är tillräcklig. Inträngningslängden kan kopplas till borrhålsavståndet. En rekommendation är att inträngningslängden bör vara åtminstone $\frac{3}{4}$ av borrhålsavståndet. Detta för att även kunna tätta de sprickorna som inte skär borrhålen med rät vinkel utan upp till 45 grader vinkel. Alltså, genom att beräkna inträngningslängden kan en även borrhålsgeometrierna bestämmas.

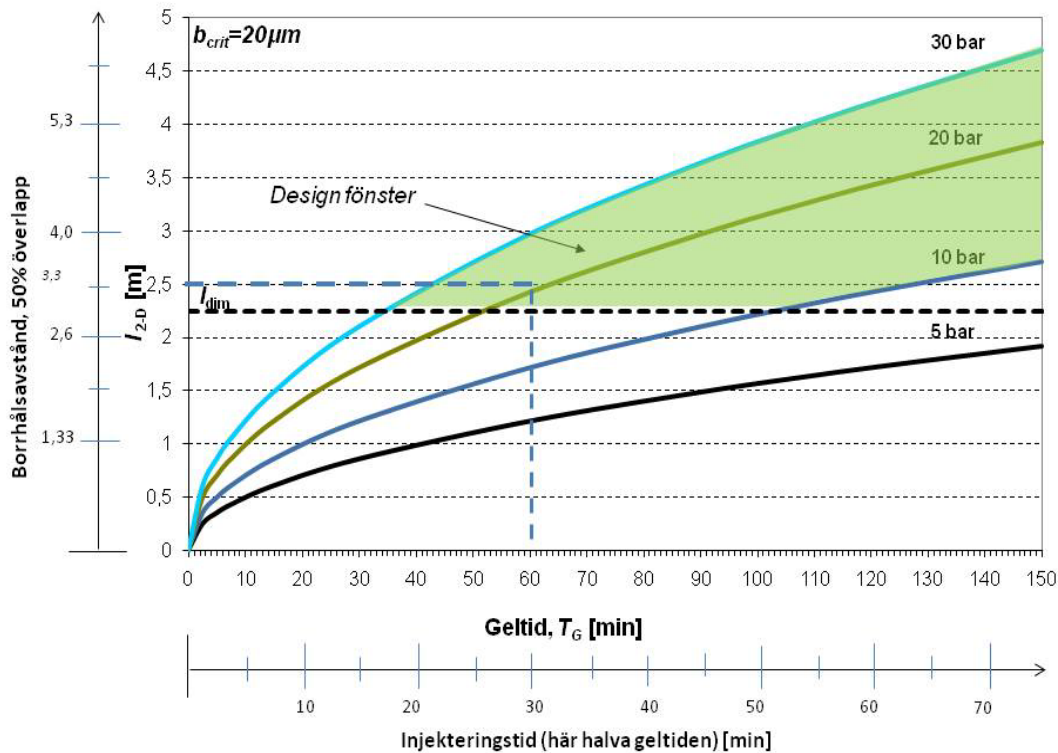
Det som är av vikt vid injektering är att åskådliggöra vilka sprickset/sprickor som är möjliga att tätta. För detta används sprickrosor eller hellre stereoplottar. Se Figur 1 nedan.



Figur 1. En stereoplot över karterade sprickor samt där borrhålen träffyta är inritade som skrafferade ytor. Just för denna stereoplot har efterinjekteringsborrhål med en vinkel på 30 grader ritats in.

Som figur 1 visar så träffas långt ifrån samtliga sprickor. Det finns ett sprickset som är flackt och går nästan parallellt med tunneln som inte träffas av borrhålen. Möjligheten att rikta borrhålen just för denna tunnel är svårt pga utrymmesskäl men det var det bästa som förmåddes. Det är viktigt at påpeka att kvarvarande inläckage kan bero på dessa sprickplan och om inte injektering blir tillräcklig kanske kommande bulthål kan användas.

Då borrhålsavstånd och ungefärlig teknik valts baserat på erfarenhet kan följande figur ritas upp (Figur 2).



Figur 2. Möjligt designfönster för silica sol för en dimensionerande sprickvidd på $20 \mu m$.

I figur 2 visas hur olika tryck och tider kan väljas för att få en önskvärd inträngningslängd. Borrhålsavståndet är räknat vid 50% överlapp av inträngningslängden från vardera av injekteringshål (50% överlapp motsvarar $\frac{3}{4}$ inträngningslängd av borrhålsavståndet). För silica solen finns några generella rekommendationer: För grunt belägna tunnlar, typ trafiktunnlar kan injekteringstiden sättas till halva geltiden. För djupare tunnlar och efterinjektering bör injekteringstiden sättas till $\frac{4}{5}$ av geltiden. Detta baseras på vilken nödvändig hållfasthet som behövs vid avslut av injekteringen, ju längre in på geltiden desto högre hållfasthet. Som en icke helt bekräftad angivelse så är skjuvhållfastheten vid $\frac{4}{5}$ av geltiden, ca 40-70 Pa.

För exemplet ovan har vi följande. Ett övertryck på 20 bar och en geltid på 60 minuter ger en pumptid vid nått övertryck på 30 minuter. De erhålls en inträngningslängd på 2,5 m i en hydraulisk sprickvidd på $20 \mu m$ vilket skulle ge ett maximalt borrhålsavstånd på 3,3 m.

Med en sådan här design fås en kalkylerbar injektering där tiden per borrhål är bestämd. Vidare är målet med injekteringen bestämt och härlett och kan kontrolleras i mätvallar, inläckagekravet skall nås.

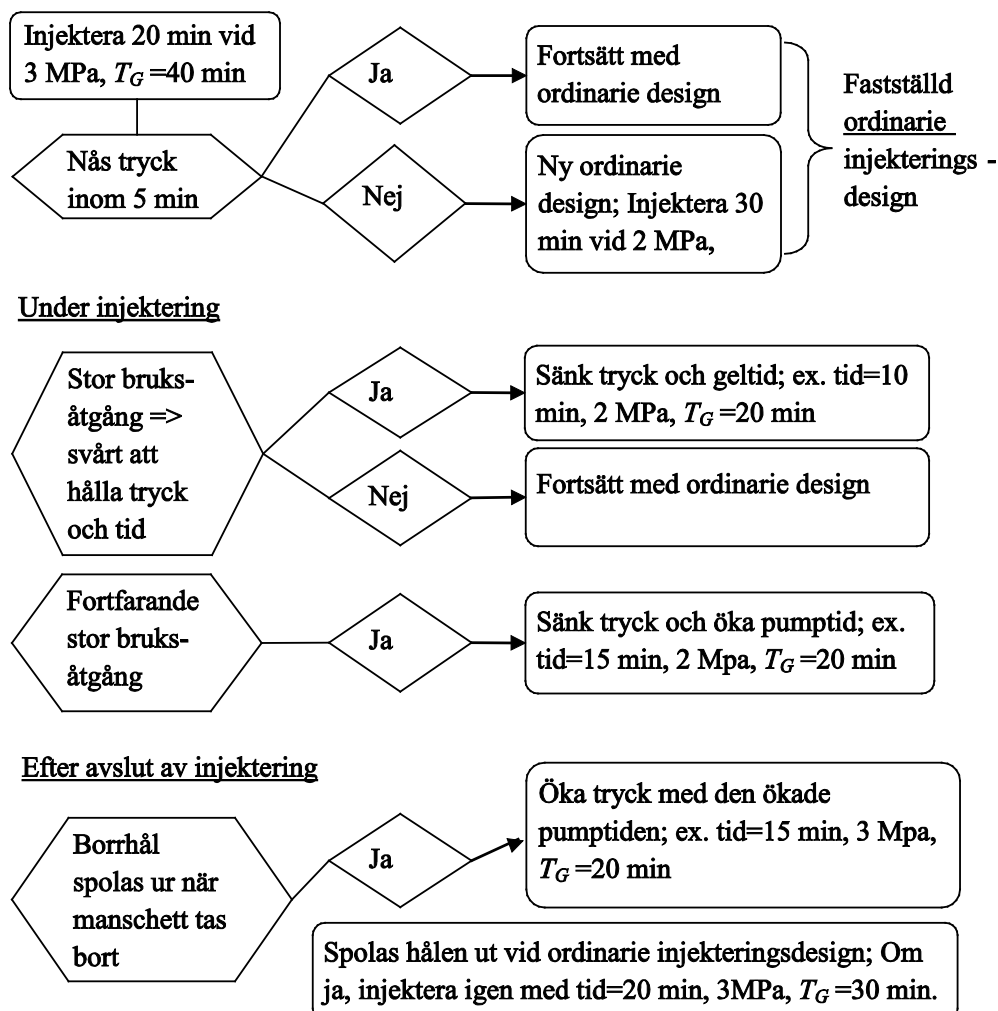
Genomförande av designen på tunnelstuff

Den framtagna designen är och bör kallas en basdesign. Basdesignen skall kunna uppdateras och optimeras och kan enbart göras under pågående injektering. De observationer som skall ligga till grund för uppdatering är:

Uppnår ej designtryck, åtgärden är att öka geltiden och sänka trycket

Uppnår ej designtid, åtgärden är att sänka geltiden och öka trycket

Alltså finns det bara två observationer som kan göras med fokus enbart satt till inträngningslängd. Detta innebär att observationer såsom ytläckage, återslag och konnekterade borrhål inte utgör föremål för förändring såvida de i sig inte påverkar tryck och tid. Självklart kommer miljöhänsynen och arbetsmiljön först och skulle dessa äventyras får designen ändras. Följande schema har utarbetats i ett flertal projekt och summeras här, Figur 3.

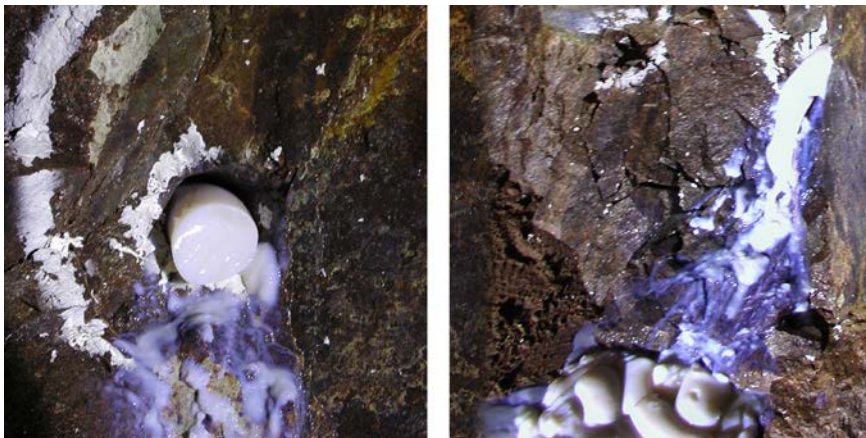


Figur 3. Ett principiellt flödesschema med förslag till åtgärder när stoppkriterierna tryck och tid ej kan uppnås.

Att notera är att när både trycket och geltiden sänkts nås inte den nödvändiga inträngningslängden. Detta skall dock användas i minsta möjliga mån och om det inträffar också bör funderingar på att ändra basdesignen göras.

Särskilda förutsättningar

Värt att betänka är att då silica sol används är flödet ur borrhålen säkerligen små och då även sprickvidderna. Finns vatten i borrhålen när injekteringen startar skall detta vatten pressas ut genom sprickorna innan injekteringsmedlet börjar tränga ut. Detta är en process som tar tid. Injekteringsvolymerna är små, kanske från någon liter till kanske 10-50 liter över borrhålsvoymen. Om inte borrhålet töms på vatten får vi med all säkerhet en utspädning av injekteringsmedlet med dålig tätning som följd. Om borrhålen töms på vatten innan injektering sparas tid och ger en bättre tätningseffekt då injekteringsmedlet hinner tränga ut i sprickorna inom utsatt tid. Ytterligare är att inneslängd luft kan utgöra en säkerhetsrisk då luften pressas ihop och vi kan på en cykelpumpseffekt. Detta har inget med just silica sol att göra utan är lika aktuellt för cementinjektering vid smått läckande borrhål. Exempel på misslyckade injekteringar där borrhålspluggen inte är stabil visas nedan (Figur 4).



Figur 4. Bild på en mindre lyckad injektering av ett borrhål. Silica sol pluggen håller på att fara ut ur borrhålet samt till höger så har hela pluggen farit ut som korvar och lagt sig på backen. Bild tagen från Törnskogstunneln

På senare tid har en nyutvecklade produkt, baserad på en vakuumpump, använts i ett antal projekt. Syftet är att få bort vatten och luft ur borrhålet innan injekteringen startar. Vinsten är att hålfyllnaden och att komma upp i injekteringstryck går fortare och samtidigt säkerställa att borrhålen blir helt fyllda av injekteringsmedel. Först töms borrhålet på vatten, det tar ca 1-2 minuter för ett normalt injekteringshål, sedan försätts borrhålet under vakuum. Detta kan göras i ett antal borrhål framför kommande injekteringshål. Vakuum-systemet har använts för flöden mindre än 2 l/min i borrhålet.

Utrustning

I dagsläget fungerar samtliga mobila utrustningar framtagna för cementinjektering även för silica sol. Man bör beakta att silica sol inte har någon "smörjande" effekt som cement kan ha på utrustningen. En rutinmässig översyn av pumparna och övrig utrustning måste därför utföras mer regelbundet än vid cementinjektering.

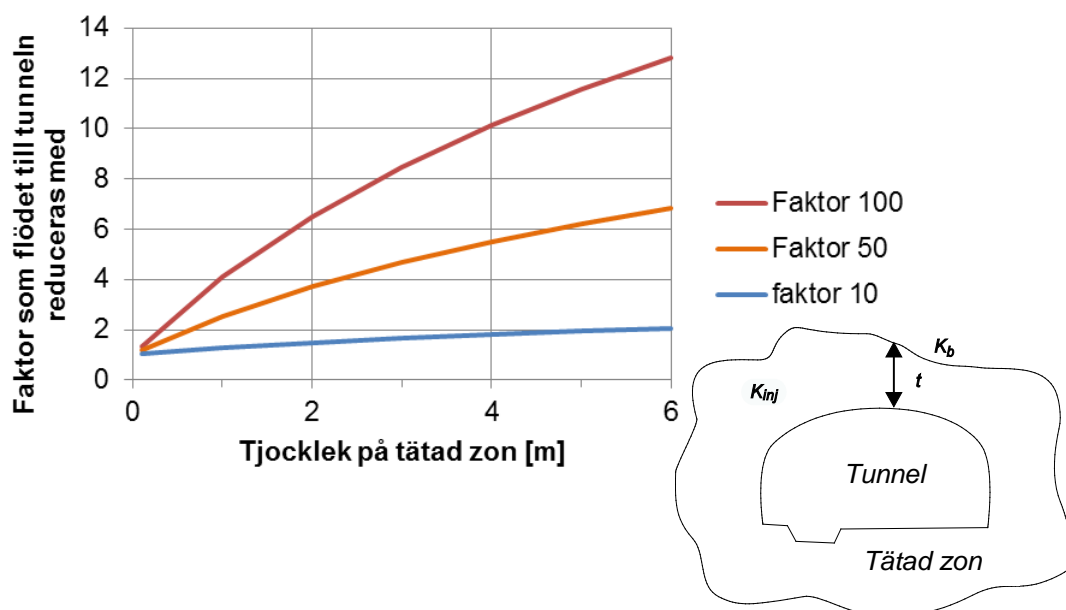
- Injekteringspump, krav på kapacitet, 50 l/min, 100 bar, variation på tryck max 1 bar. Flödesmätning och loggning i realtid krävs.
- Flödesmätare som kan mäta små flöden < 0,1 l/min noggrant. Det minsta flödet som skall mätas bör kopplas till den dimensionerande sprickvidden som skall tätas. Genom att mäta flödet kan också pumpen stängas av om flödet blir mindre än det angivna flödet och på så sätt spara tid vid injekteringen. I dagsläget är dock flödesmätarna tillgängliga på injekteringsutrustningen alldeles för grova. De mäter mycket dåligt redan under 4-6 l/min.
- Blandningskärl, uppvärmningskärl
- Vågsystem, invägning av salt och silica
- Fatpumpar, kraftfulla, >30 l/min, automatiserade som stänger vid rätt vikt silica alternativt med flödesmätare



Figur 5. Bilder på några injekteringsutrustningar som använts för silica sol samt vakuumpumpen.

Vad tror vi kan uppnå med injektering

Det är nästan allmänt känt att en injektering skall skapa en tät zon runt tunneln. Att bedöma vad som är tillräckligt tät är dock svårt. En tillräckligt tät zon kan väljas i princip på två sätt; en stor och bred zon med lägre täthet eller en mindre zon med en mycket högre täthet. Förhållandet man jämför är mellan genomsläppligheten i det jungfruliga berget och genomsläppligheten i den tätade zonen, alltså någon form av täthetsfaktor för zonen. Sedan diskuteras också hur tät själva injekterings-skärmen måste vara för att minska inläckaget till tunneln. Från figur 6 ses vilket inläckage till tunneln som fås beroende på tjockleken på den tätade zonen samt hur tät själva zonen är.

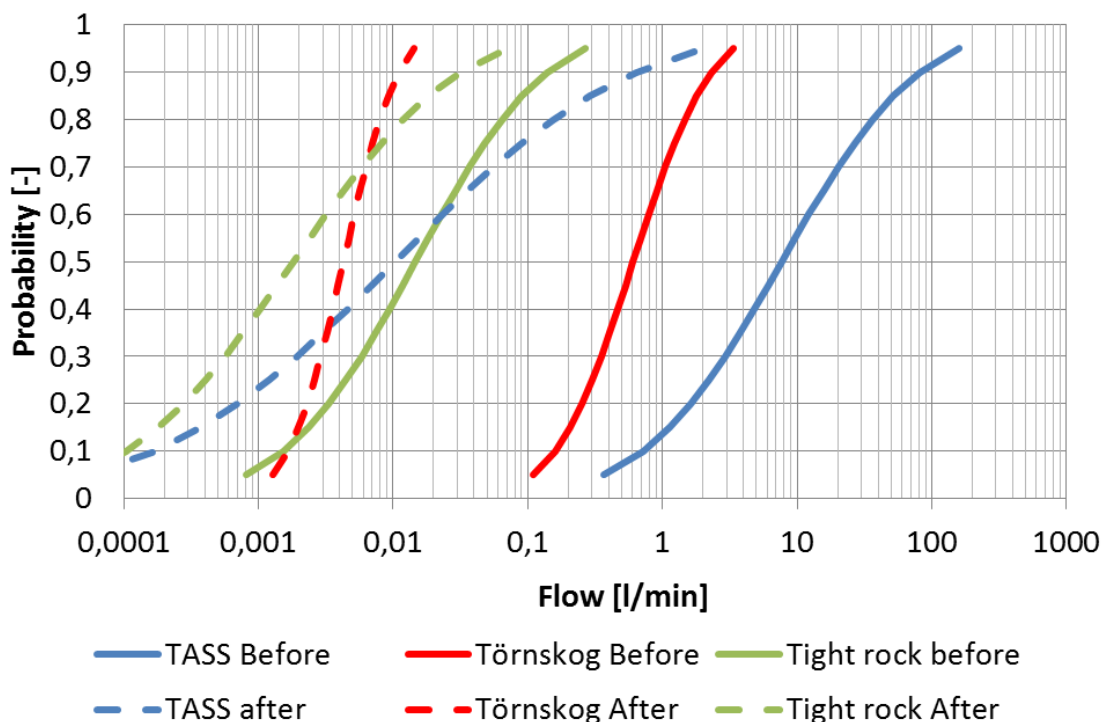


Figur 6. Inverkan av tjocklek på tätad zon samt tätheten i injekterings-skärmen på inflödet till tunneln.

Mindre sprickvidder ger en kortare inträngningslängd, även för silica sol. Detta innebär att det är svårt att nå en bred zon där det gäller att täta små sprickvidder. Valet är således att göra zonen väldigt tät.

Vad som kan uppnås gällande tätheten i skärmen är både antalet injekteringshål och inträngningslängder men även hur borrhningen utförts (en omgång med flera hål eller flera omgångar med färre hål i vardera borrhålsomgång). I ett antal tunnelprojekt har ett split-spacing förfarande använts. Detta innebär att en första omgång borrhål borrar, hydrauliskt testas och sedan injekteras. En andra omgång borrar för att kontrollera tätheten mellan första omgångens borrhål genom hydrauliska tester. För det mesta injekteras även denna omgång men inga fler kontrollhål borrar. I forsknings syfte samt för att uppdatera injekteringsdesignen har det hänt att även en tredje omgång borrar och hydrauliskt testats, exempelvis TASS-tunneln i Äspö. Nedan visas en schematisk bild

över vad injekteringarna åstadkommit i en del projekt. Projekten är: TASS-tunneln i Äspö (Funehag och Emmelin, 2010), Törnskogstunneln, 2005 (Funehag 2005), och ett pågående projekt i Finland, kallat ett "tight rock" (Tätt berg på svenska).



Figur 7. Ett schematiskt diagram över vad som åstadkommit med injekteringarna gällande tätheten för injekteringsskärmarna. Heldragna linjer visar inflöden innan injektering i första omgångens borrhål, streckade linjer visar inflöden i de kontrollhål som borrhades i andra omgången. För TASS-tunneln och "tight rock" borrhades totalt tre borrhålsomgångar i split pacing för kontroller medan för Törnskogstunneln nöjde vi oss med enbart en kontrollhålsomgång.

Figur 7 visar att det i dessa tre olika tunnlar är skillnaden i inflöden i injekteringshålerna innan injektering för en skärm varierar med nästan en faktor på 1000. Den mest flödande injekterings-skärmen (TASS-tunneln) har ett flöde på nästan 10 l/min i medianvärde (50% sannolikhet) medan det täta berget (tight rock) har ett flöde på enbart nästan 0,01 l/min i median. Kontrollhålerna som borrhades visar dock enbart på en variation på en nästan en faktor 10. Det kan nämnas att för det täta berget borrhades och injekterades två omgångar med borrhål innan kontrollskärmen borrhades.

För exemplet Törnskogstunneln i Figur 7 har injekterings-skärmen givit en täthet med en faktor ca 120 (medianflödet innan injektering, 0,6 l/min dividerat med medianflödet efter 0,005 l/min=120). Med figuren över tätad zon i Figur 6 skulle detta innebära en reduktion av inläckaget till tunneln med en faktor ca 12 (stick= 5 m) jämfört med utan injektering. För TASS-tunneln blir täthetsfaktorn närmare 1000 och reduktionen av

inläckaget blir närmare en faktor 90 (ej visad i figur). Detta är självklart beräknade värden men ger en indikation på vad som är möjligt att åstadkomma. Det ger dock en fingervisning vilka resurser som måste användas i fall en viss reduktion av inläckaget är önskvärt. Det intressanta blir för det täta berget där injekterings-skärmen gav en täthetsfaktor på ca 10 och reduktionen av inflödet inte är mer än en faktor 2. Täthetsfaktorn nåddes efter tre injekteringsomgångar men fortfarande kunde enstaka dropp och läckage noteras. Tjockleken på den tätade zonen kunde maximeras enbart till ca 2 m beroende på begränsningar i tryck och tid samt att sprickvidderna var väldigt små, samtliga under 20 µm. Injekteringsdesignen siktade på att täta den största sprickan och minst ett av hålen kunde noteras ha ett radiellt flöde. Resterande borrhål uppvisade mer åt kanalflöde. Med de få borrhål som borrades tror vi att vi nått någon form av begränsning av vad denna förinjekterings-skärm förmådde att täta. Det skall dock sägas att analyser pågår.

En arbetshypotes som kan användas är att det är ganska ”lätt” att täta ett berg som är kraftigt flödande till bra resultat men det krävs ett ihärdigt arbetande att täta ett mindre flödande berg till ännu lägre flöden. Det som vi tror att vi når är att de sprickor med radiellt flöde kan tätas genom att borra borrhål. Det som inte tätas på ett systematsikt sätt är alla de kanalflöden som kan återstå efter en injektering. Att täta kanalflöden kommer att krävas fler borrhål och riktade säkerligen på ett annat sätt än enbart framåt från tunneln. Det intressanta är att med den teknik som används idag, borra förinjekteringshål med ett maximalt stick på 5 m och injektera dessa genom att manschettera och sätta borrhålet under tryck, verkar det som om vi når ett visst värde på inflöde. Självklart får vi vara nöjda med att vi kan nå hit på relativt billigt sätt men fortsätter kraven på tätheten att öka för våra tunnlar så är bör förinjekteringstekniken förbättras och utvecklas avsevärt. Mer forskning behövs gällande det injekterade bergets kvarvarande flöden.

Tack

Arbetet har finansierats av BeFo och Tyrens AB. Finansieringen för arbetet med handledningen möjliggjorde också att reflektera över flera projekt, både kommande men även att fundera över vad som gjordes i de äldre projekten.

Referenser

Funehag, J, Emmelin, A, 2010. Injekteringen av TASS-tunneln, Design, genomförande och resultat från förinjekteringen. SKB-rapport R-10-39, *Svensk Kärnbränslehantering AB*, Stockholm.

Funehag J, Gustafson G, 2005. Grouting with silica in the Törnskog Tunnel – Grouting design for silica sol in full production. Report 2005:12. *Chalmers tekniska högskola, Institutionen för geologi och geoteknik*.

Funehag, J, 2011. Handledning för injektering med silica sol- för tätning i hårt berg. BeFo rapport nr. 106. *Stiftelsen Bergteknisk Forskning*, Stockholm.

KARAKTERISERING AV BERG I 2D OCH 3D FÖR INJEKTERING

Characterization of rock in 2D and 3D for grouting

Lisa Hernqvist, Vectura, tidigare Chalmers

SAMMANFATTNING

Artikeln sammanfattar delar av resultaten från doktorandprojektet “Karakterisering av berg i 2D och 3D för injektering” som bl.a. hade följande syften: att öka förståelsen för bergets vattenförande spricksystem i tre dimensioner i injekteringssyfte, att förbättra metoden för inflödesprognos så att hänsyn tas till viktiga geologiska aspekter såsom tredimensionella spricksystem, och att öka förståelsen för hur injekteringsdesign kan anpassas till spricksystemet (Hernqvist 2011).

En viktig del är att beskriva bergmassan med hjälp av en ändamålsenlig konceptuell modell av bergets vattenförande spricksystem. Detta är ett hjälpmedel både för att beräkna tunnelns inläckage och för att göra en anpassad injekteringsdesign. För att exemplifiera principerna och tillvägagångssättet diskuteras några svenska tunnelprojekt ur dessa aspekter.

En slutsats är att det är betydelsefullt för både inflödesprognos och injekteringsdesign att ha en god förståelse för det vattenförande spricknätverket. Då en nyckelegenskap är anisotropi är identifiering av orientering hos viktiga vattenförande sprickset väsentlig.

SUMMARY

This paper summarizes a selection of the results of the Ph.D. project “Characterization of rock in 2D and 3D for grouting”, aiming at increasing the understanding of the water-bearing fracture system in hard rock in three dimensions for grouting purposes, to increase the method for inflow prediction so that it takes geological aspects into account, and to increase the understanding of how grouting design could be adapted to the fracture system (Hernqvist 2011).

One important part of this is to describe the rock mass using a proper conceptual model of the water-bearing fracture system. This is useful both for inflow prognosis and for a grouting design adapted to the rock mass. To illustrate the principles and procedures a few Swedish case study tunnel projects are discussed.

It was concluded that a relevant conceptual model of the rock mass is useful basis for inflow prediction and for grouting design. Identify the water-bearing fracture sets is essential as awareness of anisotropy is of key importance.

INLEDNING

Vid tunnelbygge i berg under grundvattennivån behöver man begränsa inläckaget av vatten. I Skandinavien är den vanligaste metoden för detta förinjektering: man tätar en sektion av berget innan man tar ut tunneln i den sektionen.

Tre olika komponenter har betydelse för injekteringen: berget, bruket och injekteringstekniken. När en tunnels sträckning är fastlagd måste bruket och tekniken anpassas efter berget. I denna artikel presenteras resultat från ett doktorandprojekt, vars syfte var att öka förståelsen för bergets spricksystem och vad det innebär för injektering.

Avgränsningar

Arbetet avser hårt berg i vilket bergmatrisen kan betraktas som tät och det därför är skäligt att anta att all relevant vattentransport äger rum i sprickorna.

En utgångspunkt är att det är önskvärt att injekteringen ska resultera i läckage inom ramen för tunnelns inflödeskrav samtidigt som onödig injektering undviks. Hänsyn har inte tagits till andra aspekter såsom finansiella och tidsmässiga förutsättningar, begränsningar relaterade till utrustning och kontraktsmässiga aspekter.

BERGET OCH DESS HYDRAULIK

Inom bergprojekt har den hydrauliska konduktiviteten K , ofta uttryckt i lugeon-värden, traditionellt använts för att beskriva hydrauliken i bergmassa. Det fungerar så länge man intresserar sig för vattnet, men ger inte information om sprickorna som för vattnet och som kan behöva tätas. Sprickvidden avgör om ett cementbaserat bruk kan tränga in i en spricka. En sprickas förmåga att föra vatten beskrivs av transmissiviteten T . Ur T kan den hydrauliska sprickvidden b beräknas med den kubiska lagen (Snow 1968):

$$b \approx \sqrt[3]{\frac{12\mu}{\rho g} \cdot T} \quad (I)$$

där ρ är densiteten och μ viskositeten hos vatten och g är tyngdaccelerationen.

Sprickvidden är, tillsammans med brukets egenskaper och injekteringstekniken (injekteringstryck och -tid samt injekteringshålens orientering och avstånd), avgörande för brukets inträngningslängd (t ex Gustafson & Stille 1996) och därmed tätningen.

Bergssprickor förekommer ofta i sprickset, vilka består av sprickor med ungefär samma orientering. En bergmassa kan ha flera sprickset och de kan vara olika vattenförande.

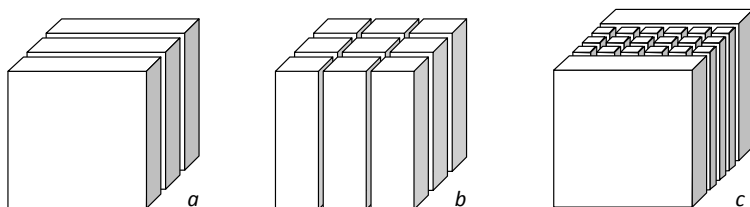
Sprickzoner är stora flata strukturer med avvikande hydrogeologiska egenskaper jämfört med det omgivande berget, ofta har de högre sprickintensitet och för mer vatten.

Information om bergmassan som har identifierats som viktig i injekteringssammanhang är sprickfrekvens P_{10} , antal sprickset och deras orienteringar, vilka sprickset som för vatten och hur mycket, T . De första av dessa parametrar kan utläsas ur borrhäror, medan T erhålls ur hydrauliska tester. Korta tester som inflödestester och vattenförlustmätningar ger information om sprickornas egenskaper lokalt, och en rimlig skattning är enligt Fransson (2001) den specifika kapaciteten, $T \approx Q/dh$, där Q är flödet och dh är (över-)tryckhöjden. Långtidstester som tryckuppbyggnadstester ger information om sprickegenskaper i en större skala och kan utvärderas m.a.p. T (Cooper & Jacob 1946, se t.ex. Gustafson 2009) och flödesdimension D_q (Doe & Geier 1990).

KONCEPTUELL MODELL AV BERGMASSAN

En konceptuell modell kan definieras som *en uppsättning antaganden som används för att beskriva ett system för ett givet syfte* (Gustafson and Olsson 1993). Här är *syftet* att skapa en injekteringsdesign resulterande i inflöde tillåtet enligt inflödeskravet. *Systemet* är det vattenförande spricksystemet i vilket vatten kan flöda och vilket injekteringen syftar till att täta. *Uppsättningen av antaganden*, själva den konceptuella modellen, har utvecklats som en viktig del av den forskning som beskrivs i denna text.

Figur 1 illustrerar konceptuella modeller för tre typer av spricksystem. I Figur 1a innehåller bergmassan ett dominerande sprickset (med glest konnekterade sprickor) som utgör ett 2D spricksystem. I Figur 1b finns det två välkonnekterade korsande sprickset, resulterande i ett 3D spricksystem. Spricksystemet är 3D också vid förekomst av fler än två sprickset. Figur 1c illustrerar en sprickzon.

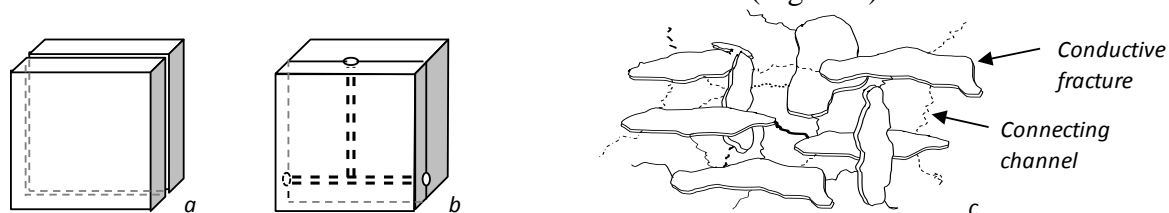


Figur 1: Konceptuella modeller av spricksystem i bergmassa. a) 2D spricksystem. b) 3D spricksystem. c) Sprickzon. *Conceptual models of fracture systems in rock mass. a) 2D fracture system. b) 2D fracture system. c) Fracture zone.*

Det är den vattenförande delen av spricknätverket som är relevant för injektering. Det kan hända att ett sprickset inte leder vatten i betydelsefull mängd, vilket exempelvis kan bero på bergspänningar, sprickfyllnad, eller att sprickorna inte är väl konnekterade med det vattenförande spricksystemet.

Flödesdimensionen D_q måste hållas isär från spricknätverkets dimension D_F , eftersom de inte nödvändigtvis är samma (Hernqvist 2009). Flödesmönstret inuti sprickorna påverkar också flödesdimensionen, vilket illustreras i Figur 2. Med stor andel öppna delar i sprickan är flödet radiellt, $D_q = 2D$ (Figur 2a). Med stor andel kontaktytor inom sprickan kan flödet vara kanaliserat (Figur 2b). Ett glest nätverk av flödeskanaler (i relation till skalan av intresse för tunnelkonstruktion) resulterar i endimensionellt flöde, $D_q = 1D$. Om flödet i alla sprickor är 1D kan D_q i spricksystemet också vara 1D (i den

givna skalan), även om spricknätverkets dimension D_F är 2D eller 3D. En bergmassa kan också innehålla en kombination av 2D- och 1D-flöde (Figur 2c).



Figur 2: a) och b) Konceptuella modeller av flöde inuti en spricka, Hernqvist (2011). a) 2D-flöde i en spricka. b) 1D-flöde i en spricka. c) En kombination av 2D sprickor och 1D flödeskanaler, Gustafson et al. (2008). *a) and b) Conceptual models of flow within a fracture, Hernqvist (2011). a) 2D-flow in a fracture. b) 1D-flow in a fracture. c) A combination of 2D fractures and 1D flow channels, Gustafson et al. (2008).*

För alla typer av bergmassa är orienteringen av en tunnel eller ett borrhål i förhållande till sprickset och sprickzoner av betydelse för både inflöde, inflödesprognos och injektering.

INFLÖDESKRAV OCH INFLÖDESPROGNOS

Ett mål för injekteringsdesignen är att en tunnels inläckage ska understiga det inflödeskrav som brukar finnas definierat för varje tunnelprojekt.

Ett steg i injekteringsdesignen är att göra en prognos för det förväntade inflödet till tunneln. En befintlig metod för det baseras på en konceptualisering av vattenflöde i sprickig bergmassa som 2-dimensionel (2D), under antagande om oberoende flöde i sprickorna. Prognosen görs med hjälp av en inflödesekvation, Ekvation II, baserad på Thiems brunnsekvation (Thiem (1906), se t.ex. Gustafson (2009)) och Hawkins (1956).

$$q = \frac{2\pi \cdot T_0 \cdot H / L}{\ln\left(\frac{2H}{r_t}\right) + \left(\frac{T_0}{T_{gr}} - 1\right) \cdot \ln\left(1 + \frac{t}{r_t}\right) + \xi} \quad (\text{II})$$

där

q = beräknat inflöde per längdenhet tunnel [m^3/s per m],

T_0 = transmissiviteten hos den oinjekterade bergmassan längs tunnelsektionen [m^2/s],

T_{gr} = transmissiviteten hos den injekterade bergmassan längs tunnelsektionen [m^2/s],

H = tryckhöjden [m],

L = tunnelsektionens längd [m],

r_t = tunnelns radie [m],

t = tjockleken av den injekterade zonen som omger tunneln [m], och

ξ = skinfaktorn [-].

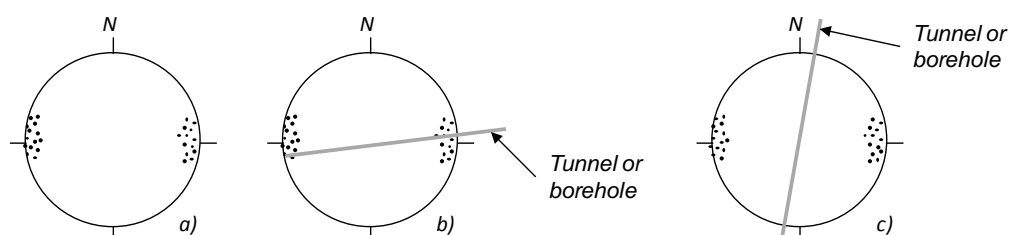
Ekvationen är härledd under antagande att grundvattennivån hålls ungefär oförändrad i marknivå och att det finns ett 2D-flöde som konvergerar mot tunneln. I verkliga

tunnelprojekt är antagandena är inte alltid berättigade, och det är nödvändigt att anpassa prognosmetoden till aktuellt vattenförande spricksystem.

SPRICKSYSTEMETS INNEBÖRD FÖR INFLÖDESPROGNOS OCH INJEKTERINGSDESIGN

2D spricksystem

Ett spricksystem som domineras av ett vattenförande sprickset kan, som diskuterats ovan, beskrivas med en 2D konceptuell modell (Figur 1a). En stereoplot kan se ut som i Figur 3a. I en sådan anisotrop bergmassa är orienteringen av borrhål i relation till spricksetet av stor betydelse både för inflödesprognos och för injekteringsdesign.



Figur 3: a) En stereoplot av de vattenförande sprickorna i en bergmassa med ett sprickset, i det här fallet vertikalt och med strykning N-S. b) Ett borrhål Ö-V ungefär vinkelrät mot spricksetet. c) Ett borrhål N-S ungefär parallellt med spricksetet. Efter Hernqvist (2011). *a) A stereo plot of water-bearing fractures in a rock mass with one fracture set which is vertical and striking N-S. b) A borehole E-W approximately perpendicular to the fracture set. c) A borehole N-S approximately parallel to the fracture set. Modified after Hernqvist (2011).*

Om tunnels orientering är ungefär vinkelrät mot spricksetet, och om bergmassan är utvärderad baserat på tester i borrhål parallella med tunnel, är situationen lik Figur 3b. Då är det rimligt att använda inflödesprognosekvationen under dess ursprungliga antaganden. $T_0 = \sum T_{0i}$, där i representerar alla utvärderade sprickor, kan användas eftersom detta tillvägagångssätt innebär antagande om oberoende flöde i sprickorna. På samma sätt kan $T_{gr} = \sum T_{(ungrouted)}$ användas, eftersom det innebär ett antagande att den injekterade bergmassans transmissivitet kan approximeras med summan av de oinjekterade sprickornas transmissiviteter (sprickorna med för fina sprickvidder i förhållande till brukets penetrabilitet).

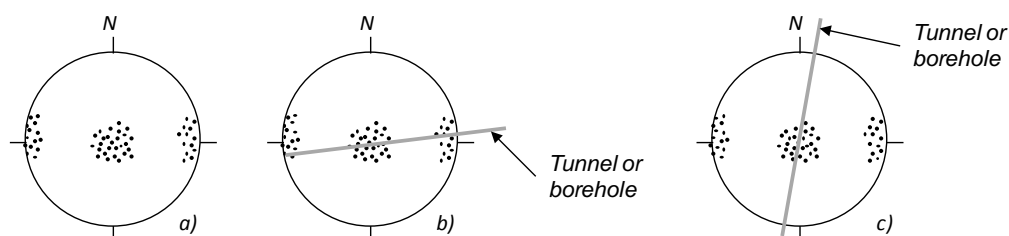
Med denna tunnelorientering är en traditionell borrhålsgeometri, med injekteringshålen i liten vinkel mot tunneln (ungefär parallella med borrhålet i Figur 3b) ett bra val, eftersom hålen har hög sannolikhet att träffa sprickor. Detta är en fördelaktig injekteringssituation med goda möjligheter för bruket att spridas i sprickorna (givet att bruket har valts anpassat till sprickvidderna). Selektiv injektering kan övervägas för 2D bergmassa när tunneln är ungefär vinkelrät mot spricksetet.

Om tunneln däremot är orienterad parallell med spricksetet, som i Figur 3c, har tunnelparallella borrhål dålig chans att hitta sprickor. Detta har två direkta följder: För det första indikerar hydrauliska tester i tunnelparallella hål förmodligen ganska torra förhållanden som dåligt representerar bergmassan. För det andra, vid val av en

injekteringsskärm med traditionell hålgeometri med hål ungefär parallella med tunneln, kommer bruksspridningen att bli dålig. Men tunneln kommer att skära alla sprickor som finns i tunnelbergmassan, och då det är troligt att de inte kommer att vara tillräckligt tätade kommer inläckaget att bli större än förväntat.

3D spricksystem

När bergmassan innehåller två eller fler vattenförande sprickset, och spricksystemet kan antas vara välkonnekterat, kan det beskrivas med en 3D konceptuell modell, Figur 1b. En bergmassa med två dominerande vattenförande sprickset, ungefär vinkelräta mot varandra, kan ha en stereoplot som i Figur 4a där det ena spricksetet är subhorisontellt och det andra är vertikalt och stryker N-S. Liksom i 2D-fallet är borrhålsorienteringen i relation till sprickseten av stor betydelse för både inflödesprognos och injekteringsdesign.



Figur 4: Stereoplot av sprickorna i en bergmassa med två vattenförande sprickset, ett subhorisontellt och ett som stryker N-S. b) Ett borrhål Ö-V ungefär vinkelrät mot det vertikala spricksetet. c) Ett borrhål N-S ungefär parallellt med båda sprickseten. Efter Hernqvist (2011). a) A stereo plot of fractures in a rock mass with two water-bearing fracture sets; one sub-horizontal and one striking N-S. b) A borehole oriented approximately perpendicular to the vertical fracture set. c) A borehole oriented approximately parallel to both fracture sets. Modified after Hernqvist (2011).

Ett borrhål orienterat ungefär vinkelrät mot det vertikala spricksetet, som i Figur 4b, korsar sprickor av det setet. Däremot har ett borrhål orienterat ungefär parallellt med såväl det vertikala som det subhorisontella spricksetet, som i Figur 4c, liten sannolikhet att korsa sprickor av båda sprickseten.

Eftertanke krävs för inflödesprognosen. Det är viktigt att försäkra sig om att T_0 väljs så att det representerar den bergmassa genom vilken tunneln ska byggas. Annars riskerar man stora avvikelser mellan beräknat och verkligt inläckage. Ett borrhål som används för hydrauliska tester ger troligtvis en representativ bild av bergmassan i det första fallet (Figur 4b) men en underskattning i det andra (Figur 4c).

Liksom i 2D-fallet är svårighetsgraden att injektera bergmassan beroende av tunnelns orientering i förhållande till sprickorna. Om tunneln är ungefär vinkelrät mot ett sprickset som i Figur 4b, så chansen att med en traditionell skärm med injekteringshål träffa det spricksetet god. Dock kommer hålen att träffa få sub-horisontella sprickor. Om spricksystemet är väl konnekterat kan bruk spridas till dem via vertikala sprickor, men eftersom de inte injekteras direkt finns en risk att de inte tätas tillfredsställande.

Om tunneln är parallell med båda sprickseten (Figur 4c) har injekteringshål i en traditionell skärm, liksom i motsvarande 2D-fall ovan, begränsade möjligheter för bruksspridning.

I en sådan situation är det viktigt att anpassa orienteringen av både borrhål för hydrauliska tester och för injekteringshål, så att sannolikheten att träffa sprickorna ökar.

Systematisk injektering kan vara att föredra (framför selektiv injektering) i ett välkonnekterat 3D spricksystem. Eftersom det finns många möjliga flödesvägar finns annars en risk att vattenläckage flyttas om några sektioner lämnas oinjekterade.

Sprickzoner

När tunnel korsar en sprickzon (Figur 1c) måste denna få särskild uppmärksamhet. Tunnelns orientering i förhållande till sprickzonen är viktig.

När inflödesekvationen används under 2D-antagande vid en sprickzon kan inläckaget överskattas. En sannolik anledning till det är att sprickzonen kan fungera som flödesystemets ryggrad och försörja konnekterade sprickor med vatten (Hernqvist et al. 2008). Tätning av sprickzonen kan stoppa eller begränsa vattentillgången till dessa sprickor vilket leder till flödesminskning i dem även om de har för fin sprickvidd för att tätas med aktuellt bruk. Resultatet blir ett mindre inflöde än enligt en inflödesprognos under 2D-antagande.

Vid karakterisering av en bergmassa som innehåller en sprickzon föreslås, för att erhålla ett representativt värde på sprickzonen, T_0 väljas från ett tryckuppbyggnadstest. Därigenom representeras sprickzonens egenskaper i lite större skala (inte bare lokalt).

Även när tunneln ska injekteras bör fokus läggas på sprickzonen. Injekteringsdesignen anpassas genom val av bruk med lämplig penetrabilitet och genom att orientera injekteringshål så att sannolikheten att träffa sprickzonens sprickor blir hög.

1D-flöde

När en betydande del av flödet i en bergmassa sker som glest kanalflöde, bör metoden för inflödesprognos ifrågasättas. Anledningen är att sannolikheten för att testade borrhål ska träffa flödeskanaler är mycket liten, varvid det är stor risk att testerna misslyckas med att identifiera flödet. Däremot kommer alla flödeskanaler i tunnelvolymen att bidra till inläckage, då själva tunneln skär dem alla.

Bergmassa dominerad av glest 1D-flöde kan också vara mycket svår att täta med injektering. Anledningen är samma: sannolikheten att hitta flödeskanalerna med injekteringshål är liten, och därmed begränsas möjligheten för bruksspridning.

TUNNELEXEMPEL

Exempel på 2D spricksystem: TASQ

TASQ-tunneln, som ingår i Äspö Hard Rock Laboratory (Äspö HRL) i Oskarshamn, är byggd på 450 m djup i berg dominerat av diorit. Bergmassan innehåller glesl konnekterade sprickor med ett dominerande vattenförande sprickset ungefär vinkelrät mot tunneln. Tunnelns första 42 m karakteriserades som 2D (Figur 1a), med ett dominerande vattenförande sprickset ungefär vinkelrät mot tunneln. I sektionen uppmättes små vattenflöden.

Selektiv injektering valdes för TASQ-tunneln: den första 42 m-sektionen injekterades inte. Även om inläckaget i sektionen inte har mätts separat bedömdes detta tillvägagångssätt lyckat, då inga tecken på att vatten flyttades från den intilliggande injekterade delen till denna oinjekterade sektion syntes.

Exempel på 3D spricksystem: Hallandsås

Hallandsås är en horst med ett komplext spricksystem. 36 m av Hallandsåstunneln, belägen på 100 m djup i gnejs och amfibolit, har studerats. Sektionen innehåller flera vattenförande sprickset, varav ett viktigt set är brantstupande och stryker NO-SV (Banverket 2002, Sturk 2011). Spricksystemet är väl konnekterat, och conceptualiserat som 3D (Figur 1b). Tunneln är orienterad i liten vinkel i förhållande till det mest vattenförande spricksetet.

I en tidig inflödesprognos för tunnelsektionen användes T_0 ($1.5 \cdot 10^{-5}$ m²/s) och T_{gr} ($5 \cdot 10^{-7}$ m²/s) från ungefär tunnelparallella borrhål, alltså också nära parallella med det betydande vattenförande spricksetet. Prognosen baserad på dessa data var 16 l/min, en grov underskattning av flödet senare uppmätt i den färdiga tunnelsektionen, 144 l/min. En förklaring till detta är förståelsen av att de valda värdena för T_0 och T_{gr} inte var representativa för bergmassan, då testhålen inte träffade det viktiga spricksetet. Att inflödet blev så stort kan ha en förklaring i injekteringshålens orientering (ungefär tunnelparallella).

En reviderad inflödesprognos baserad på värden som representerar bergmassan bättre, t.ex. $T_0 = 1 \cdot 10^{-4}$ m²/s (motsvarande $K = 2.8 \cdot 10^{-6}$ m/s, rimligt enligt Rosberg (2010)) och $T_{gr} = 4.6 \cdot 10^{-6}$ m²/s, resulterar i en god skattning av inläckaget i sektionen (Fransson & Hernqvist 2010).

Exempel på sprickzon: TASQ

TASQ-tunnelns sektion 42 till 70 m korsar i ungefär rät vinkel en sprickzon (Figur 1c) som dominerar flödet i hela tunnelns bergmassa.

En tidig inflödesprognos av TASQ-tunneln baserades på ekvationens ursprungliga 2D antagande. $T_0 = \sum T_{0i}$ ($3.8 \cdot 10^{-6}$ m²/s) och $T_{gr} = \sum T_{(ungrouded)i}$ ($2.6 \cdot 10^{-7}$ m²/s) från ett hål längs hela tunnelsträckningen användes. Prognosen var 25 l/min, en överskattning av inläckaget senare uppmätt i den färdiga tunneln, 5 l/min. Detta förklaras av att prognosens antagande om oberoende flöde i sprickorna inte var en bra modell för sprickzonen, vars tätning resulterade i att läckaget minskade mer än om bara de injekterbara sprickorna hade tätats.

I en reviderad prognos togs hänsyn till den konceptuella modellen av sprickzonen genom att välja T_0 och T_{gr} mer representativt för bergmassan. T_0 ($1.5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$) valdes från ett tryckuppbyggnadstest som fångade sprickzonens egenskaper, och T_{gr} ($3.4 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$) valdes från kontrollhål efter injekteringen. Detta resulterade i ett prognosvärde (4 l/min) nära det uppmätta läckaget (Fransson & Hernqvist 2010).

Exempel på spricksystem med 1D-flöde: TASS

TASS-tunneln är granne med den tidigare diskuterade TASQ-tunneln i Äspö HRL, också byggd på 450 m djup i diorit. Sektionen 8 till 32 m av TASS har studerats här. Spricksystemet karakteriseras av ett dominerande sprickset ungefär vertikalt och vinkelrät mot tunneln, samt en del sprickor med andra orienteringar som i någon grad konnekterar systemet. Både 2D och 1D-flöde har identifierats, och tolkningen är att flödet sker i en kombination av 2D-sprickor och 1D-kanaler som i Figur 1c.

En tidig inflödesprognos för sektionen utfördes användande medianvärdet av transmissiviteten uppmätt i injekteringshålen, T_0 ($4.1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) testade före och T_{gr} ($5.6 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$) efter injektering. Prognosen var 0.06 l/min. T_0 utvärderat från ett tryckuppbyggnadstest gav liknande resultat. Detta underskattade inläckaget som i färdig tunnel uppmättes till 0.3 l/min. En rimlig förklaring till detta är att medianvärden baserade på antagande om 2D-flöde inte är en bra modell för denna bergmassa.

En ytterligare aspekt är att undersökningarna, som gjordes med borrhål parallella med tunneln, inte lyckades identifiera vikten av ett sub-horisontellt sprickset (senare identifierat i tunnelvägg). Injekterings-skärmen med traditionell geometri hade liten sannolikhet att träffa dessa sprickor varvid de kan ha blivit otillräckligt tätade. Detta fångades inte upp av kontrollhålen som också var ungefär parallella med tunneln.

SLUTSATSER

En konceptuell modell för det vattenförande spricksystem i injekteringssyfte har utvecklats. Den omfattar bergmassa både med och utan sprickzoner. Identifiering av anisotropi är en nyckel till förståelse för spricksystemets egenskaper.

Bergmassans spricksystem kan karakteriseras som 2D (dominerat av ett vattenförande sprickset), 3D (två eller fler välkonnekterade vattenförande sprickset), eller 1D (systemet domineras av glest kanalflöde). Identifiering av sprickzoner är av stor vikt.

Förbättringar av karakteriseringen har gjorts genom att undersöka hur tester bör utformas för att ge resultat som är representativa för tunnelns bergmassa. Testhål bör orienteras så att de har en hög sannolikhet att träffa sprickor hörande till de vattenförande sprickseten. Tryckuppbyggnadstest rekommenderas för att erhålla T_0 som representerar flödessituationen i lite större skala samt information om D_q .

Metoden för inflödesprognos har förbättrats avseende val av indata. Baserat på skälig konceptuell modell av det vattenförande spricksystemet och på tester valda så att de ger relevant information kan inflödesprognoser grundade i bergmassans egenskaper göras.

Ett viktigt sätt att anpassa injekteringsdesignen till spricksystemet är att välja borrhålsgeometri så att sannolikheten att träffa de sprickor som behöver tätas är så stor.

TACK

Tack till SKB som har finansierat forskningen, och till Åsa Fransson och Gunnar Gustafson som har handlett doktorandprojektet.

REFERENSER

- Banverket, 2002. Projekt Hallandsås, Kontraktshandling, Handling 8.3, Geologisk-hydrogeologisk prognos.
- Cooper, H. H. & Jacob, C. E. 1946. A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well-field history. *American Geophysical Union Transactions*, Vol. 27, No. 4, pp. 526-534.
- Doe, T. W. & Geier, J. E. 1990. Interpretation of fracture system geometry using well test data. SKB Technical Report Stripa Project 91-03. SKB, Stockholm.
- Fransson, Å. & Hernqvist, L. 2010. Geology, water inflow prognosis and grout selection for tunnel sealing: case studies from two tunnels in hard rock. ITA-AITES WTC. Vancouver.
- Fransson, Å. 2001. Characterisation of fractured rock for grouting using hydrogeological methods. Doctoral Thesis, Department of Geology, Chalmers University of Technology. Göteborg.
- Gustafson, G. 2009. Hydrogeologi för bergbyggare. Forskningsrådet för miljö, areella näringar och samhällsbyggande, Formas. Stockholm.
- Gustafson, G., Butrón, C. & Fransson, Å. 2008. Characterisation of the hydraulic properties of fractured rock from grouting data. *Proceedings of the XXXVI IAH Congress, Toyama*.
- Gustafson, G. & Stille, H. 1996. Prediction of groutability from grout properties and hydrogeological data. *TUST*, Vol. 11, No. 3, pp. 325-332.
- Gustafson, G. & Olsson, O. 1993. The Development of Conceptual Models for Repository Site Assessment. *The Role of Conceptual Models in Demonstrating Repository Post-Closure Safety*. *Proceedings of a Nuclear Energy Agency Workshop*, 145-158. Paris.
- Hawkins, M. F. 1956. A Note on the Skin Effect. *Petroleum Transactions of American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, AIME*, Vol. 207, pp. 356-357.
- Hernqvist, L. 2011. Tunnel Grouting: Engineering Methods for Characterization of Fracture Systems in Hard Rock and Implications for Tunnel Inflow. Doctoral Thesis 2011, Division of GeoEngineering, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- Hernqvist, L. 2009. Characterization of the Fracture System in Hard Rock for Tunnel Grouting. Licentiate Thesis 2011, Division of GeoEngineering, Chalmers, Göteborg.
- Hernqvist, L., Fransson, Å. & Vidstrand, P. 2008. Numerical modeling of grout spread and leakage into a tunnel in hard rock – a case study. *ITA-AITES World Tunnel Congress: Underground Facilities for Better Environment & Safety*. Agra, India. Vol I, pp 482-491.
- Rosberg, J-E. 2010. Well testing, methods and applicability. Doctoral Thesis, Engineering Geology, Lund University.
- Snow, D. T. 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.

Sturk, R. 2011. Technical Advisor. Personlig kommunikation. Skanska-Vinci.
Thiem, G. 1906. Hydrologische metoden. Gebhardt, Leipzig.

OBSERVATIONSMETODENS TILLÄMPNING PÅ INLÄCKANDE GRUNDVATTEN I BERGTUNNLAR – FALLSTUDIE: NORRA LÄNKEN I STOCKHOLM

On the Observational Method–Case Study: Groundwater Control
in the Northern Link Rock Tunnel in Stockholm

Johan Spross, KTH

Hana Liszka, Trafikverket

Stefan Larsson, KTH

Sammanfattning

På senare år har samhället ställt allt högre miljökrav när tunnlar ska anläggas. Ett område där kraven har höjts är dräneringen av grundvatten på grund av inläckage till tunneln. För att möta de allt hårdare miljökraven måste både planeringen och utförandet av grundvattenövervakningen utvecklas. Syftet med den här fallstudien var att undersöka hur ramverket till observationsmetoden kan användas till detta. En jämförelse gjordes mellan hur grundvattenfrågan löstes i projektet Norra länken i Stockholm och hur observationsmetoden definieras i Eurokoden. Resultatet av fallstudien visade att utförandet i Norra länken till stor del överensstämde med Eurokoden. Den formalisering som en anpassning till Eurokoden innebär, skulle dock medföra en mer stringent hantering av frågan, vilket ger goda förutsättningar för framtida förbättringar.

Summary

The environmental demands from the public authorities have lately increased regarding the effects of tunnelling. One example is the demand for reduced groundwater inflow to the tunnel. Therefore, both the planning and the execution need to be improved, in order to meet with the increased demands. The purpose of this case study was to examine how the framework of the observational method can be used for this. Thus, a comparison between the groundwater control in the Northern link tunnel project in Stockholm and the definition of the observational method in the Eurocode was performed. The result showed that the groundwater control in the Northern link project mainly agreed with the Eurocode. However, the formalisation of a complete adoption of the Eurocode, would result in a more consistent treatment of the issue, which would give good opportunities for future improvements.

1 Inledning

När en anläggning ska konstrueras i berg eller jord inträffar ofta problemet att man har begränsad information om markförhållandena och förutsättningarna för byggandet. I sådana fall kan observationsmetoden vara ett lämpligt alternativ. Denna metod omnämndes först av Terzaghi beskrevs sedan av Peck (1969). Trots viss kritik är den idag i Eurokod 7 (BSI 2004) en accepterad designmetod, som kan användas för att verifiera geokonstruktioners bärförmåga, stadga, beständighet och täthet (IEG 2011). I observationsmetoden görs först en preliminär design av konstruktionen i projekteringen. Samtidigt planerar man för åtgärder att sätta in, om mätningar (observationer) av i förväg fastställda kontrollparametrar under byggtiden indikerar att så behövs. På detta sätt kan konstruktionen under projektets utförande anpassas till de faktiska förhållandena. Observationsmetodens tillämpning vid injektering i berg har diskuterats av bland andra Zetterlund et al. (2011). Andra möjliga tillämpningsområden för observationsmetoden inom tunnelbyggnad i Sverige har diskuterats av exempelvis Holmberg och Stille (2007), (2009) samt Stille och Holmberg (2010).

Tanken med observationsmetoden är att den ska kunna användas om den redan i planeringsstadiet erbjuder en bättre lösning både ekonomiskt och säkerhetsmässigt än en traditionell design, om denna skulle resultera i en alltför konservativ dimensionering till ett högre totalpris. En konventionellt dimensionerad konstruktion skulle då vara betydligt mer omständlig att anpassa i efterhand. Viktigt att notera är att observationsmetoden korrekt använd inte ökar riskerna i ett projekt, utan endast minskar behovet av överdimensionering i form av stora säkerhetsmarginaler, eftersom man med observationsmetoden minskar osäkerheterna i markförhållandena.

Ett område där mätningar länge har använts på ett liknande sätt för att anpassa konstruktionen under arbetets gång är hanteringen av inläckande grundvatten i tunnlar. Allt hårdare miljökrav från samhället har tvingat tunnelkonstruktörerna till ett omfattande tätningsarbetet, så att inte omkringliggande grundvattenmagasin utsätts för påtagligt skadlig dränering. Annars finns risk för sinande brunnar, sättningsskador på byggnader och negativ påverkan på vegetation och naturmiljö (Olofsson 1991 och Bergab 2004). Eftersom hanteringen av frågan under lång tid inte utvecklats i samma takt som kraven ökat, behöver både planeringen och utförandet av mätningarna utvecklas. Bland annat Hansson et al. (2010) och Spross (2009) har som ett bidrag till detta utrett hur själva mätmetoderna kan förbättras. I denna artikel diskuteras därför främst hur den organisatoriska delen av grundvattenfrågan kan utvecklas.

Som utgångspunkt till diskussionen i denna artikel används Eurokodens definition av observationsmetoden i en jämförelse med hur grundvattenfrågan hanterades i tunnelprojektet Norra länken i Stockholm. Först presenteras kort Norra länken-projektet, varefter jämförelsen med Eurokoden gör stegvis utifrån de fem punkterna i Eurokodens definition av observationsmetoden. Som avslutning ges en slutsats om vilka lärdomar som kan dras av det här fallet och om vilken betydelse detta kan ha för framtiden.

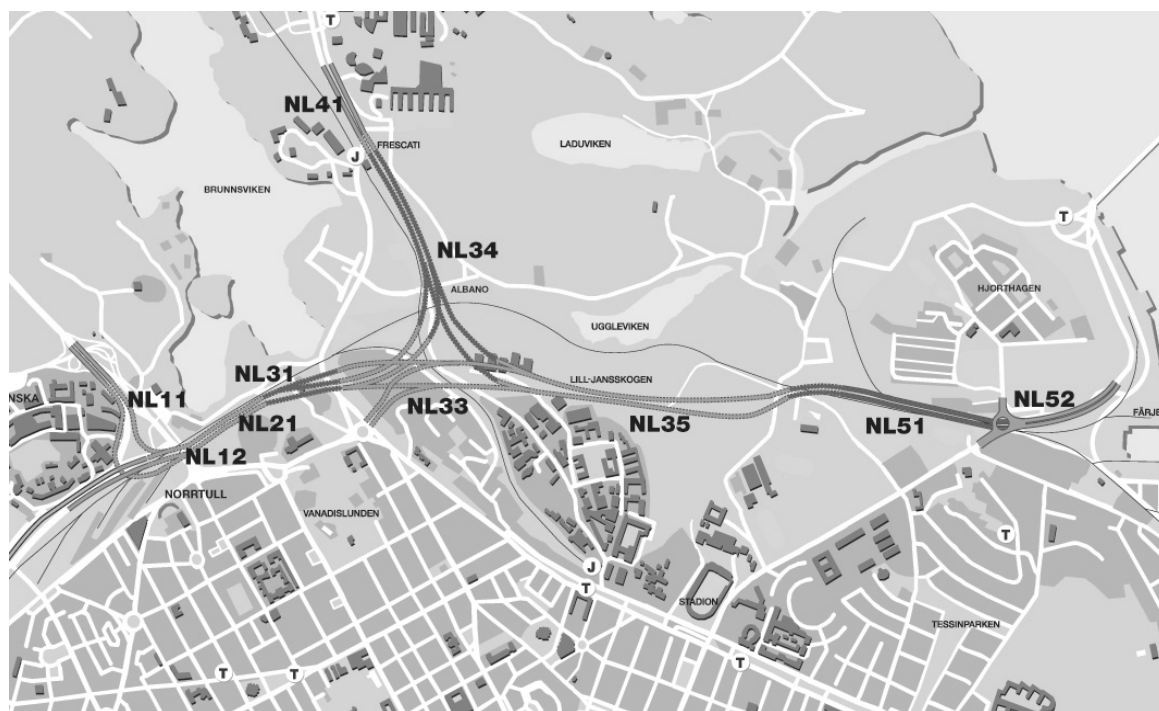
2 Norra länken och dess omgivningar

Norra länken är, tillsammans med Södra länken och Essingeleden, en del av en än så länge ofullständig ringled runt Stockholms innerstad. När projektet är klart 2015 kommer den hårt trafikerade Valhallavägen att avlastas med Norra länkens tre körfält i vardera riktningen (figur 1). Projektet är känsligt, eftersom det föreligger risk för sättningar och skador på naturvärden. Dessutom ligger tunnelarna till stor del under Nationalstadsparken. Till största delen har tunnelsystemet sprängts ut i kristallint berg. På markytan består terrängen mestadels av bergknallar med moränavlagringar, med lerfyllda svackor emellan. Järnvägen Värtabanan, som är anlagd på rustbädd och därmed är känslig för grundvattensänkning, genomkorsar området.

3 Observationsmetoden i Norra länken

Den första av de fem punkterna i observationsmetodens definition i Eurokoden är en sorts portalparagraf som anger när observationsmetoden är lämplig att använda.

(1) När förutsägelsen av det geotekniska beteendet är svår kan det vara lämpligt att tillämpa den metod som benämns 'observationsmetoden', där dimensioneringen följs upp under byggnadsskedet.



Figur 1 Norra länkens tunnelsystem med entreprenadindelning.
Figure 1 The Northern Link tunnel system with its contractors.

I Norra länken gjordes en hydrogeologisk utredning (Bergab 2004) för att utreda hur grundvattnet skulle komma att påverkas av tunnelprojektet. En viktig aspekt var hur mycket grundvatten som man skulle kunna dränera ur marken utan att effekterna blev för stora på grundvattennivåerna. Detta beror till stor del på grundvattenbildningens storlek i området. Den urbana miljön i närområdet med befintliga underjordsanläggningar, läckande ledningar och hårdgjorda ytor gav därför vissa svårigheter med dessa beräkningar.

Till grund för vilket inflöde som kunde accepteras i tunnarna låg hur stora sättningar som man ansåg sig kunna klara i lerlagren, utan att få negativa effekter på mark, byggnader och andra anläggningar. Beroende på den naturliga infiltrationen och jordlagrens sättningsegenskaper, kunde man därmed räkna hem olika mycket dränering av grundvatten utan skaderisk. Med hjälp av ”vedertagna analytiska formler” och ”hydrogeologiska beräkningsmodeller” (Bergab 2004) omsattes denna grundvattentrycksänkning i inläckagevärden nere i tunneln. Även här uppkom stora osäkerheter, eftersom de faktiska effekterna på grundvattennivåerna på grund av inläckaget i tunnarna beror av många olika faktorer, såsom antal sprickor i berget, vad jordlagren består av och deras tjocklek (Cesano et al. 2000). En annan avgörande faktor är hur väl förinjekteringen lyckats täta sprickorna i berget.

De många osäkra faktorerna ger klart fog för att påstå att, när det gäller grundvattenpåverkan i Norra länken, var beteendet ”svårt att förutsäga”, som Eurokoden uttrycker det. De metoder som användes räckte inte till mer än att kunna förutspå problemområden. Därmed är förutsättningen för att observationsmetoden ska vara lämplig uppfylld.

4 Förberedelser under projekteringen

Den andra punkten i Eurokoden räknar upp vad som måste göras under projekteringen, när observationsmetoden ska användas. Kraven behandlas var för sig nedan.

4.1 Fastställande av acceptabla gränser för beteendet

(2)P Följande krav skall uppfyllas innan utförandet påbörjas:

– Acceptabla gränser för beteendet skall bestämmas;

I Norra länken-projektet fanns flera olika gränsvärden uppsatta, vilka reglerade grundvatteninläckaget till tunneln. Det viktigaste var Miljödomstolens (2005) riktvärde, som specificerats i tillståndet för vattenverksamheten till 10 l/s som årsmedelvärde för hela Norra länken i totalt inläckage. Eftersom detta värde fastslagits i domstol fick det helt enkelt inte överskridas. Då detta värde endast avsåg slutresultatet, tog Vägverket fram egna riktvärden för inläckage i olika delområden (på formen l/min/100 m tunnel). Dessa riktvärden kunde sedan under byggnadsskedet fungera som indikatorer på hur man låg till i förhållande till Miljödomstolens krav. Inläckagekraven anpassades efter de lokala förutsättningarna, så att strängare krav sattes i områden med känsliga objekt (exempelvis byggnader med träpålar). Omfattningen av injekteringsarbetena anpassades också efter detta, så att känsligare områden tätades noggrannare.

Gränsvärden sattes också för själva grundvattennivåerna i närområdet vilka övervakades genom mätningar i grundvattenrör. Dessa mätningar gav utslag vid ett senare skede än uppmätningarna av inläckage i tunneln, egentligen först när den oönskade påverkan redan hade skett. Därför lämpade sig inte enbart övervakning av grundvattennivåerna som varningssystem. Den naturliga fluktuationen gjorde dessutom att det inte var självklart att en avsänkt grundvattennivå berodde på tunneldrivningen. Som ett sekundärt system var det däremot utmärkt, eftersom det trots allt var påverkan på grundvattennivåerna som man verkligen ville undvika.

4.2 Godtagbar sannolikhet för acceptabelt beteende

– Gränserna för möjligt beteende skall beräknas och det skall visas att sannolikheten för att det verkliga beteendet ligger inom de acceptabla gränserna är godtagbar;

Gränserna för möjligt beteende utgör ytterligheterna för vad som kan inträffa, det vill säga bästa och sämsta tänkbara scenario med avseende på de övervakande parametrarna. I fallet Norra länken gjordes aldrig den typen av beräkningar för grundvattenfrågan. Därmed visades det heller aldrig att det var troligt att gränsvärdena skulle klaras. Därför är detta den av Eurokodens punkter där Norra länken avvek mest. Utgångspunkten låg istället i, att det var de i miljödomen fastställda riktvärdena och Vägverkets egna sektionsvisa krav, som angav begränsningen som måste klaras. Rimligheten i miljödomens krav värderades dock mot erfarenheter av liknande anläggningar i likartade miljöer. Klarade man ändå inte kraven, återstod att åtgärda problemen tills kraven uppfylldes.

4.3 Planering av observationer

– En plan för uppföljning skall tas fram som ska visa om det verkliga beteendet ligger inom acceptabla gränser. Uppföljningen skall på ett tillräckligt tidigt stadium klargöra detta och med tillräckligt korta tidsintervall för att framgångsrikt kunna vidta korrigerande åtgärder;

För Norra länken togs ett kontrollprogram fram, vilket motsvarar vad Eurokoden kallar för planen för uppföljning. I kontrollprogrammet reglerades hur man skulle hantera projektets fortskridande. Resultaten från de övervakande mätningarna skulle jämföras med vad prognosen i den hydrogeologiska utredningen förutsade, för att sedan fungera som underlag till beslut om eventuella åtgärder, ifall gränsvärdena hade överskridits. Mätningarna skulle genomföras löpande, så att åtgärder i möjligaste mån kunde vidtas innan skador uppkommit på grund av porttrycksminskningen i lerlagren.

I den hydrogeologiska utredningen angavs vad som skulle övervakas:

- Mätning av inläckande grundvatten till tunnelsystemet i mätdammar och mätning av total mängd utpumpat vatten.
- Grundvattennivåerna i omgivande berg och jordlager.
- Ytvattennivåerna i näraliggande sjöar och våtmarker.

- Sättningar i närliggande byggnader och i Värtabanan.
- Sprickkartering medan tunneldrivningen pågick och kontroll av använd mängd injekteringsmedel. Detta för att kunna komplettera och revidera tidigare undersökningar och visa på var eventuella åtgärder skulle vara som mest effektiva.

Inläckagemätningarna var tänkta att ge den snabbaste indikationen på påverkade grundvattenförhållanden. För att få en uppfattning om var i tunneln som inläckaget var stort, delades tunnarna upp i mätområden, där varje område samlade det inläckande grundvattnet bakom en låg mätdamm i betong. Det uppsamlade vattnet leddes genom ett rör i mätdammen, vilket möjliggjorde mätning av flödet med hjälp av hink och stoppur. Metoden är en variant på flödesmätning med så kallat Thomsonöverfall.

4.4 Mätinstrumentens responstid

– Responstiden hos mätinstrumenten och i sättet att analysera resultaten skall vara tillräckligt snabbt för att möjliggöra förändringar i systemet.

Övervakning ska alltså ske tillräckligt tidigt, så att eventuella korrigerande åtgärder kan vidtas innan skador uppkommit. Det mest optimala vore därför om inläckagemätningarna kunde påbörjas omedelbart efter bergguttaget. Anläggandet av en mätdamm i ett tidigt skede är dock om inte omöjligt, så åtminstone opraktiskt och dyrt, eftersom dess lokalisering tvärs tunnelriktningen medför att inga fordon kan passera under konstruktionstiden. Anläggandet av mätdammar blev därför i Norra länken uppskjutet till dess att de kunde byggas utan alltför stora störningar på tunneldrivningen, vilket innebar sommaruppehållet. Under tiden lämnades således mätningarna till mindre tillförlitliga metoder.

4.5 Planering av korrigerande åtgärder

– En plan för korrigerande åtgärder skall upprättas, vilken kan följas om uppföljningen visar ett beteende som ligger utanför acceptabla gränser.

I Norra länken användes två olika korrigerande åtgärder, som ofta kompletterade varandra. Efterinjektering användes för att täta ytterligare och konstgjord infiltration höll grundvattennivåerna stabila. I den hydrogeologiska utredningen (Bergab 2004) angavs vilka tunnelavsnitt som bedömdes som mer problematiska och vilka korrigerande åtgärder som skulle kunna vara aktuella i de olika fallen. Redan tidigt under projekteringen undersöktes de möjliga platserna för konstgjord infiltration, eftersom denna vattenverksamhet krävde tillstånd från Miljödomstolen. Man kan dock konstatera att förväntade lägen för infiltration överensstämde med de faktiskt genomförda.

Möjligheterna till efterinjektering förbereddes genom att det i kontrakten mellan Vägverket och respektive entreprenadbolag gjordes upp om en à-prislista (Vägverket 2006), i vilken det fanns angivet hur mycket som borrhål, injekteringsbruk, arbetskraft med mera, skulle kosta i händelse av att behov skulle uppstå.

Ifall ett gränsvärde skulle överskridas var det Vägverkets hydrogeologers uppgift att lyfta frågan till projektledning och bergansvarig, så att påverkan på grundvatten kunde minimeras. Då utarbetades ett förslag på lösning på problemet i form av var och hur åtgärder skulle vidtas.

5 Observation under byggnadsskedet

Om projekteringen genomförts på ett korrekt sätt, är de följande punkterna tämligen enkla att följa.

5.1 Genomförande av uppföljningen

(3)P Under byggnadsskedet skall uppföljningen utföras som planerat.

I Norra länken utfördes uppföljningen i huvudsak enligt planen, men med ett par avvikelser. I arbetshandlingarna (Vägverket 2006) angavs att inläckagemätningar skulle genomföras i mätdammarna med 200 meters mellanrum. I flera fall avstod man dock helt från att bygga mätdammarna. Orsakerna till detta var främst att man prioriterade produktionen i stället för mätdammarna, då anläggandet av dessa medförde produktionsstopp. I några fall uteblev en planerad mätdamm på grund av dess uppenbart meningslösa placering mitt på en vattendelare. När ingen mätdamm konstruerades, ersattes den oftast av en pump i en pumpgröp, en mätmetod som kunde konstateras ge mer otillförlitliga mätningar och vars funktion inte var beskriven i projekteringshandlingarna (Spross 2009).

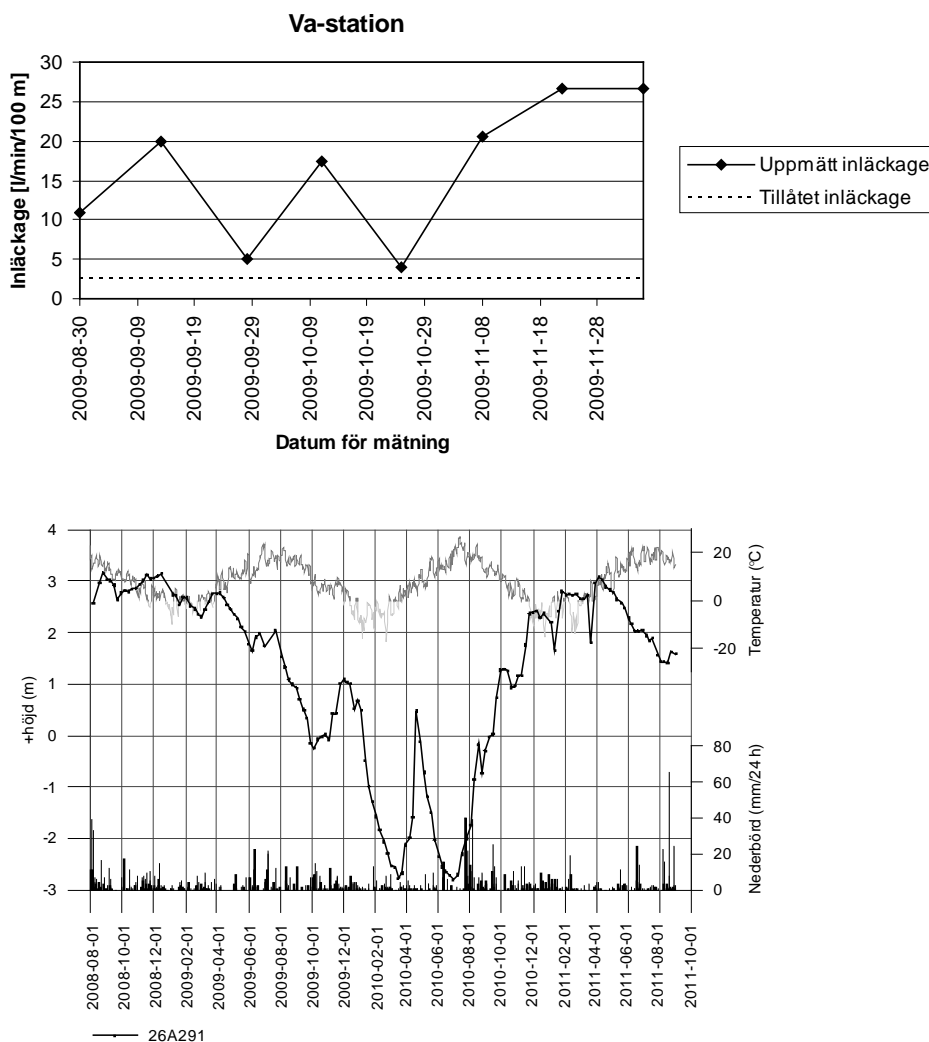
Mätningarna genomfördes i slutet av helgen varannan vecka, när produktionen legat nere så pass länge att eventuellt processvatten hunnit dräneras ur systemet. Ett problem uppstod när en entreprenad hamnade efter tidsplanen. Eftersom man försökte komma ikapp fanns det inte längre tid att låta processvattnet dräneras ur för mätning, vilket gjorde resultaten felaktiga under perioden. Övervakningen av omgivningen (grundvattennivåer och sättningar med mera) genomfördes dock i enlighet med kontrollprogrammet.

5.2 Uppföljning av resultat

(4)P Resultaten av uppföljningen skall utvärderas vid lämpliga steg och de planerade korrigerande åtgärderna skall vidtas om gränserna för beteendet överskrids.

Det fanns framför allt två ställen där inläckaget bedömdes som mycket högt: tunnelns djupaste del va-stationen under Söderbrunns koloniområde (figur 2) och i entreprenad NL 35 nära Ugglevikskällan (figur 3). I båda fall korsade tunneln krosszoner med uppsprucket berg. Mätningarna visade där både högt inläckage i tunnarna och avsänkta grundvattennivåer i ovanpåliggande jordlager.

För att avhjälpa problemet beslutades det om en kombination av efterinjektering och konstgjord infiltration. Efter denna åtgärdsinsats kunde man notera höjda grundvattennivåer och minskat inläckage. Fullständig täthet uppnåddes dock inte och man ansåg



Figur 2 Vid va-stationen uppmättes stora inläckage och avsänkt grundvattennivå noterades (mittensta kurvan i nedre diagrammet).

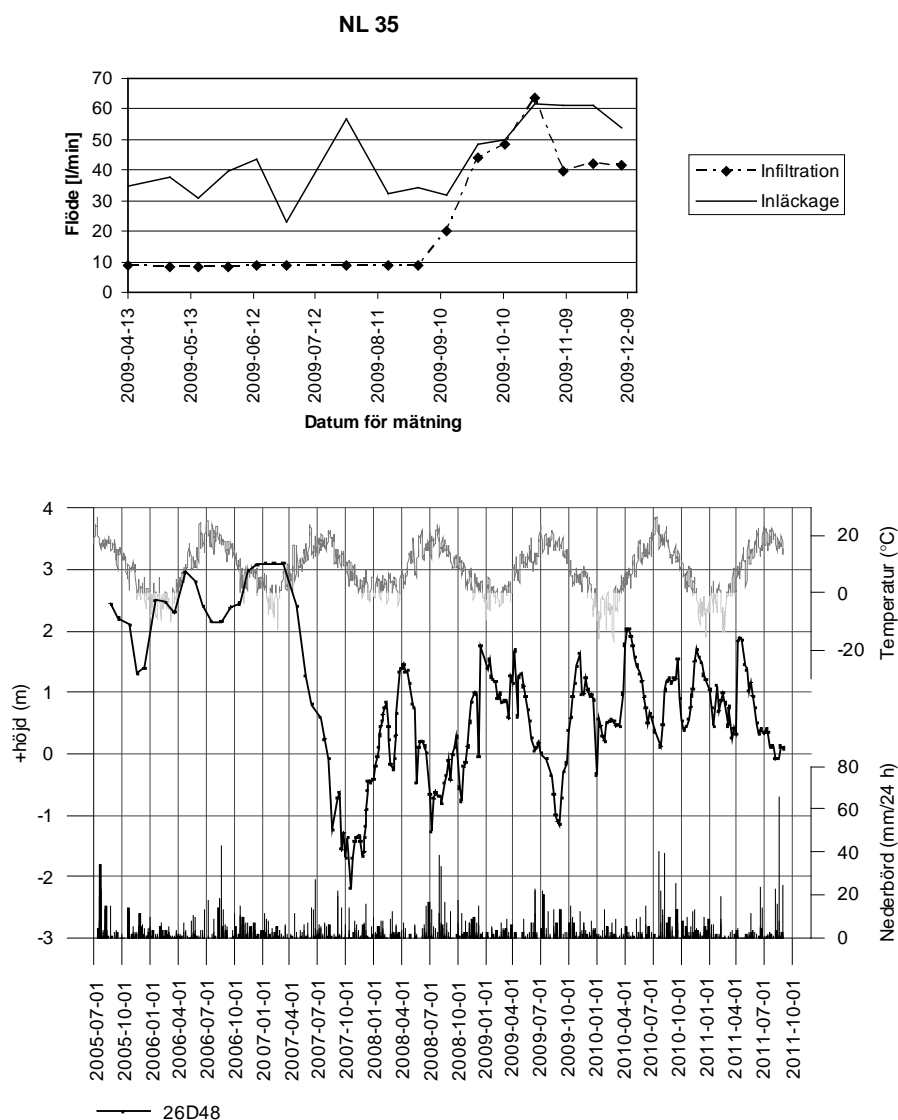
Figure 2 At the sewage station, the inflow was big and thus the groundwater level was lowered (middle curve in second diagram).

det inte vara ekonomiskt försvarbart att lägga ytterligare resurser på efterinjektering. I stället valde man att fortsätta den konstgjorda infiltrationen även under driftskedet.

5.3 Utbyte av dåligt fungerande instrument

(5)P Uppföljande instrumentering skall antingen bytas ut eller utökas om den inte ger tillförlitliga data av avsett slag eller i tillräcklig mängd.

Även om man i Norra länken inte råkade ut för några katastrofala problem med kvaliteten på mätningarna av grundvattennivåer och inläckageflöden, så fanns där ändå en



Figur 3 Vid Ugglevikskällan i entreprenad NL35 uppmättes också stora inläckage i tunneln. Efter utökad konstgjord infiltration stabiliserades dock grundvattennivån (oktober 2009).

Figure 3 At Ugglevikskällan, the inflow was big as well. However, after increased artificial infiltration, the groundwater level was stabilised (October 2009).

del saker som påverkade mätresultaten i varierande omfattning. Några exempel var (Spross 2009):

- Eftersatt underhåll och dammar och pumpar gjorde att flödet påverkades av ansamlad sediment.
- Dagvatten kunde okontrollerat rinna in i tunnelsystemet vid tunnelmynningarna i händelse av regn.

- Processvatten som inte hunnit dräneras ur systemet när mätningen genomfördes.
- Läckande slangar.
- Stora felmarginaler i mätningarna.

Ovanstående problem påverkade dock förmodligen inte slutresultatet för Norra länken på något avgörande sätt. En förklaring till detta var att det riktvärde som satts av Miljödomstolen var ett totalvärde för hela tunnelsystemet, så i slutändan spelade inte mindre avvikelser inom systemet någon större roll. Problemområdena kunde identifieras och åtgärdas ändå.

6 Diskussion

Resultatet av den här jämförande studien mellan Eurokodens observationsmetod och hanteringen av grundvattenfrågan i Norra länken visade på stora likheter dem emellan.

Att det finns kontrollparametrar att övervaka är mycket centralt i sammanhanget, då avsaknaden av dem skulle omöjliggöra en observerande metod. I Norra länken användes flera olika parametrar, som kompletterade varandra och gav relevant information vid olika skeden i projektet. Det gjorde övervakningen mindre störningskänslig.

Det ska dock påpekas att det som kan kallas en ”robust” teknisk lösning, utan tillämpning av observationsmetoden, knappast hade varit rimlig i det här fallet. Alternativet hade i så fall varit en helt betonginklädd tunnel (lining), vilket är betydligt dyrare. I områden med mestadels god bergkvalitet skulle detta inte vara ekonomiskt försvarbart. Däremot skulle det kunna vara ett bra alternativ med lining i tunnelavsnitt med högt inläckage, eftersom efterinjektering kan vara svårt att lyckas med. Stora summor kan i sådana fall läggas på injekteringsinsatser utan att någon eventuell förbättring noteras. Då skulle det kunna vara lämpligt att i särskilt permeabla tunnelavsnitt installera lining.

Svårigheten ligger då i att från början kunna avgöra på vilka avsnitt som detta är ekonomiskt fördelaktigt. En pusselbit som saknades för detta i Norra länken var att, för att citera Eurokoden, ”det skall visas att sannolikheten för att det verkliga beteendet ligger inom de acceptabla gränserna är godtagbar”. Om det kan visas att det sannolikt inte kommer att räcka med den planerade förinjekteringen, är det möjligt att lining på den aktuella sträckan kan utgöra ett fördelaktigt alternativ till förinjektering med kostsamma åtgärder i efterhand.

Det faktum att mätdammar anses så komplicerade och dyra att man helst skulle vilja slippa anlägga dem alls, kan knappast ses som fördelaktigt ur ett hydrogeologiskt perspektiv. Att helt avstå från dem är dock inget alternativ, eftersom miljödomarna i regel kräver övervakning av grundvattenpåverkan. Det arbete som Hansson et al. (2010) gjort för att utveckla mätmetoderna för inläckande grundvatten till bergtunnlar kan därför ses som ett framsteg. En mer noggrann projektering av hur inläckagemätningarna ska lösas kan minska avvikelserna från projekteringen under utförandeskedet. Att ta fram en fungerande metodik att verifiera tätningsresultatet skulle också visa att frågan ges högre

prioritet än i dag. Det skulle vara fördelaktigt i form av både tillförlitligare mätvärden och en förändrad inställning till frågan inom branschen.

Det ramverk som Eurokodens observationsmetod erbjuder kan bidra till att grundvattenfrågan hanteras på ett mer konsekvent sätt än i dag. Genom att följa en stringent metodik kan förutsägbarheten inom ett projekt öka till förmån för alla parter, som då lättare kan bedöma konsekvenserna av olika händelser.

Till stor del handlar en anpassning till Eurokodens observationsmetod endast om en formalisering av dagens arbetssätt. Som denna artikel visar, låg Norra länkens arbetssätt tämligen nära Eurokodens definition. Det ska dock tilläggas att Eurokodens observationsmetod uppfylld till punkt och pricka inte nödvändigtvis erbjuder den bästa lösningen. Norra länkens lösning i detta fall fungerade trots allt tämligen tillfredsställande, vilket innebär att även varianter på observationsmetoden kan anses utgöra fullgoda alternativ. Tillämpning av Eurokodens observationsmetod ger dock goda möjligheter till en framgångsrik utveckling av hanteringen av grundvattenfrågan.

7 Referenser

Bergab, 2004. *Norra länken, hydrogeologisk utredning*. Vägverket region Stockholm, Göteborg och Solna.

BSI, 2004. *Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – del 1: Allmänna regler*. SS-EN 1997-1.

Cesano, D., Olofsson, B., Bagtzoglou, A. C., 2000. Parameters regulating groundwater inflows into hard rock tunnels—a statistical study of the Bolmen tunnel in southern Sweden. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 15 (2), 153-165.

Hansson, K., Svensson, T., Möller, A., Larch, P., Åhlen, B., 2010. *Mätning av inläckande vatten till bergtunnlar*. BeFo rapport 104. Stiftelsen Bergteknisk forskning, Stockholm.

Holmberg, M., Stille, H., 2007. *Observationsmetodens grunder och dess tillämpning på design av konstruktioner i berg*. SveBeFo rapport 80. Stiftelsen Svensk bergteknisk forskning, Stockholm.

Holmberg, M., Stille, H., 2009. *Observationsmetoden och deformationsmätningar vid tunnelbyggande*. BeFo rapport 93. Stiftelsen Bergteknisk forskning, Stockholm.

IEG, 2011. *Tillämpningsdokument, observationsmetoden i geotekniken*. IEG rapport 9:2010. Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik, Stockholm.

Miljödomstolen i Stockholms tingsrätt, 2005. *Mål nr 30241-04*. Dom meddelad i Stockholms tingsrätt 21 juni 2005.

Olofsson, B., 1991. *Impact on groundwater conditions by tunnelling in hard crystalline rocks*. Doktorsavhandling, Institutionen för mark- och vattenteknik, KTH, Stockholm. TRITA-KUT 91:1063.

Peck, R. B., 1969. Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique*, 19 (2), 171-187.

Spross, J., 2009. *Mätning av inläckande vatten i bergtunnlarna inom projekt Norra länken*. Trafikverket publikation 2011:137. Trafikverket region Stockholm, Solna.

Stille, H., Holmberg, M., 2010. Examples of applications of observational method in tunnelling. *Geomechanics and Tunnelling*, 3 (1), 77-82.

Vägverket, 2006. *Arbetshandling, Norra länken (NL 33, NL 34, NL 35)*.

Zetterlund, M., Norberg, T., Ericsson, L. O., Rosén, L., 2011. Framework for value of information analysis in rock mass characterization for grouting purposes. *Journal of Construction Engineering and Management*, 137 (7), 486-497.

NY METOD FÖR TÄTNING AV INJEKTERINGS- OCH BULTHÅL I TUNNLAR

New method for sealing pregrout and boltholes in tunnels

Ingvar Bogdanoff, WSP Sverige AB

Björn Sandström, WSP Sverige AB

Robert Engström, Trafikverket

SAMMANFATTNING

En ofta förbisedd orsak till läckage i tunnlår och bergrum är läckande injekteringshål och bulthål. En ny metod för att lösa dessa problem har tillämpats vid byggnationen av Kollekindstunneln på Bohusbanan i Skee, Strömstads kommun. Metoden går ut på att injekteringshålen, direkt efter injektering, fylls från botten med styvt bruk, vct 0,3. Uppborrade hål för systembult injekteras först med mikrocement och fylls sedan direkt med bultbruk vct 0,3. Utförandet med hålfyllnaden var inte problemfritt och förbättringar kan göras. Resultatet bedöms emellertid som bra. Tunneln är mycket tät och de föreslagna metoderna har fungerat tillfredsställande. De hålfyllnader som blottats vid sprängning visar att hålen är fullständigt fyllda och inga problem med läckande bulthål har observerats.

SUMMARY

An often overlooked cause of leakage in tunnels is leakage from pregrout- and bolt-holes. A new method for solving these problems has been applied during the construction of the Kollekind railway tunnel at Skee, municipality of Strömstad. The method involves sealing of the pregrout holes from the hole bottom with high-viscosity grout (w/c-ratio 0.3) and grouting of leaking boltholes. The execution was not problem-free, and improvements can be made. However, the results are assessed to be successful based on a dry tunnel, evidences for complete filling of the pregrout holes and lack of leaking boltholes.

INLEDNING

Bakgrund

Läckage i tunnlår och bergrum p.g.a. läckande injekteringshål och bulthål kan spoliera det mödosamma arbete som lagts ner på att täta berget genom injektering (Bogdanoff, 2001). Det rådande sättet att avsluta injektering är att pumpa relativt låg-visköst hålfyllnadsbruk, vct 0,5, genom injekterings-manschetterna. I horisontella och i synnerhet uppåtriktade hål fyller detta bruk inte helt upp injekteringshålen. Delar av hålen blir därför lämnade med en okänd blandning av uppslammat bruk, vatten och luft (Fig. 1). I Fig. 1 illustreras även förhållandet där bruket vid injekteringsstart tränger in i grova sprickor vilket, då bruket efterhand ges ett allt lägre vct, kan leda till att finsprickor inte alls penetreras med lågvisköst bruk vct 1,5-0,8.

Normalt blir inte alla vattenförande finsprickor injekterade eftersom de är för fina för att ta emot cementsuspensionen. Efter en tid når vatten från dessa finsprickor de ofullständigt fyllda injekteringshålerna vilka nu bildar konstgjorda vattenkanaler längs tunnelväggen. Finsprickor, både naturliga och sprängningsinducerade, kan sedan leda ut vattnet till tunneln (Fig. 2). Problemet med ofullständig fyllnad av injekteringshålerna kan jämföras med bulvsättning, där bruket alltid måste fyllas från hålbotten för att hålet helt ska fyllas.

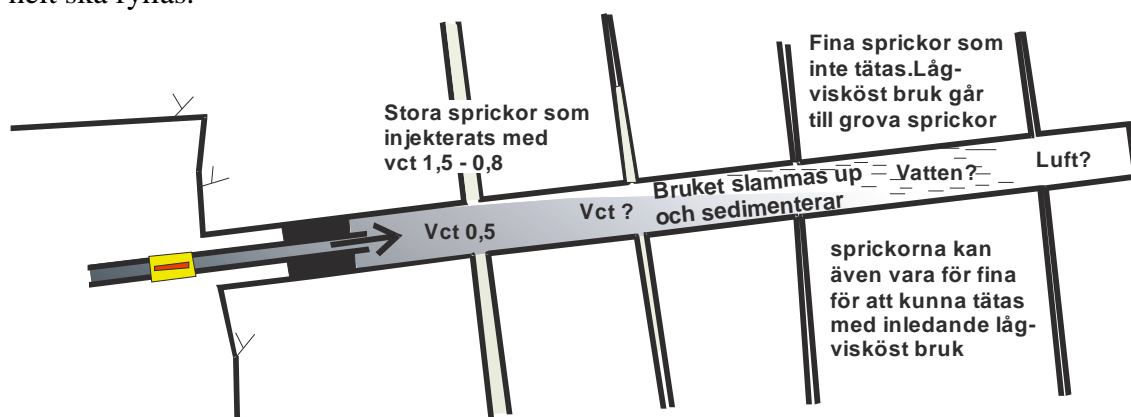


Fig. 1. Konventionellt hålfyllnadsbruk, vct 0,5, injekterat från manschetten fyller inte hålet. Bruket blir uppblandat med vatten och cementet sedimenterar. Delar av hålet lämnas med uppblandat bruk, vatten och långst in luft.

Conventional sealing of pregrout holes by grouting w/c-ratio 0.5 via the packer may not fill the holes with grout. Part of the hole is left with an unknown mixture of grout, water and air.

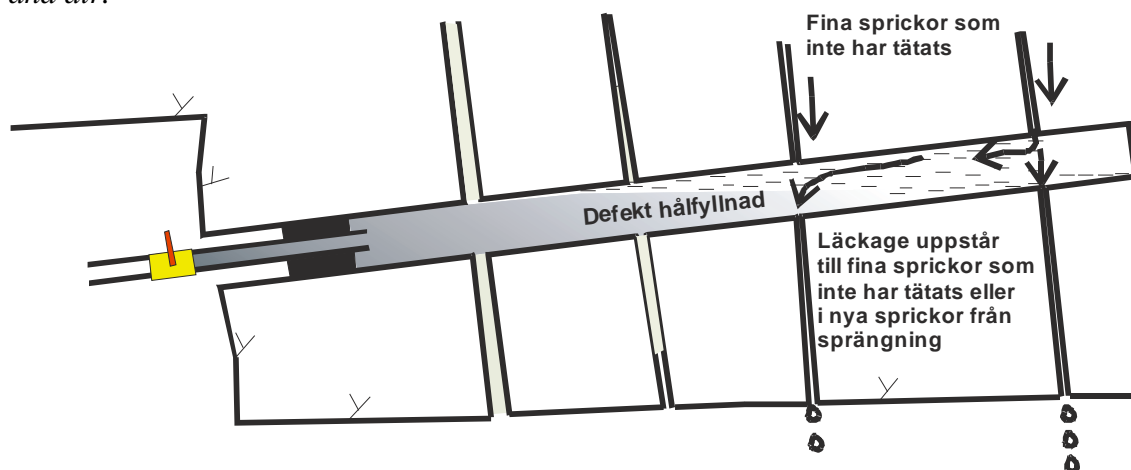


Fig. 2. Efter en tid, som kan vara relativt lång, bildas läckage till de ofullständigt fyllda injekteringshålerna. Mellan hålen och tunneln finns finsprickor som inte injekterats täta. Nya sprickor med kontakt till det vattenförande injekteringshålet bildas också vid sprängning.

After some time, leakage reaches the pregrout holes. If not filled properly, they form partly open, long fractures along the tunnel wall. Small non-sealed fractures leak to the grouthole and subsequently to the tunnel. New fractures are also formed during blasting close to the groutholes.

Antalet systembult i en tunnel kan bli mycket stort och det är inte ovanligt att läckage uppstår i anslutning till bulthålen (Fig. 3). Om bultarna monteras i hål med mycket små läckage kan det ta lång tid innan läckagen blir synliga. Eftersom de läckande bulthålen hamnar under sprutbetongen blir läckagevägarna i berget svåra att identifiera och tätas genom efterinjektering. Bultar för permanent förstärkning får inte sättas i läckande borrhål, därför fylls normalt läckande hål upp med bruk för att sedan borraras upp igen innan bulten monteras. Alternativt borrar man ett nytt bulthål intill det gamla. Efter att bulthålet borraras upp kan det verka vara fritt från läckage. I ett längre tidsperspektiv, beroende på sprickornas egenskaper och grundvattentryck, kan dock läckage uppstå i hålet.

Baserat på dessa problem har en ny metod använts för att tätas injekteringshål och bult-hål i Kollekindstunneln. Metoden går kortfattat ut på att injekteringshålen, direkt efter injektering, fylls från botten med styvt bruk, vct 0,3 med flyt-tillsats som ger svällning av bruket. Uppborrade hål för systembult injekteras med mikrocement och fylls sedan direkt med bultbruk vct 0,3 varefter bulten monteras.



Fig. 3. Isbildning vid läckande borrhål för systembult.
Ice formation from a leaking bolthole.

Kollekindstunneln

Kollekindstunneln är en 500 m lång enkelspårig järnvägstunnel på Bohusbanan. Tunneln ingår i Trafikverkets projekt Väg E6, delen Skee-Värmlandsbro där en ny infart från E6:an till Strömstad placerats i Bohusbanans tidigare sträckning vilket ledde till att Bohusbanan flyttades in i Kollekindsberget. Projektering av tunneln utfördes av WSP Samhällsbyggnad i Göteborg och var klar 2007. Tunneldrivningen påbörjades

under hösten 2010 och bedrevs från två fronter genom konventionell borrar och sprängning. Genomslag nåddes i mars 2011. Bergarbetena avslutades under hösten 2011. Tunneln öppnas för tågtrafik under sommaren 2012.

GEOLOGI OCH HYDROGEOLOGI

Berggrunden i området domineras av Bohusgranit och gnejs tillhörande Stora Le-Marstrandsformationen. I gnejsen är även pegmatit och apatit vanligt förekommande. Både graniten och gnejsen är sprickfattig. Karterat Q-värde ligger typiskt mellan 5 och 50. Tunneln passerar några mindre partier och zoner med sämre berg (Q: 1-4). Vid västra påslaget innehåller dessa zoner lermineral med svällande egenskaper (smektit). Bergtäckningen över tunneln är som mest 42 m vilket innebär ett maximalt möjligt vattentryck på ca 0,4 MPa. Vattenförlustmätningarna under förundersökningarna visade på ett förhållandevis tätt berg. På tunnelnivån beräknades ett medelvärde för den hydrauliska konduktiviteten på ca 5×10^{-8} m/s. Beräknade Lugeon-tal baserade på vattenförlustmätningar i kärnborrhål i tunnelnivån varierar mellan 0 och 0,8 l/(min·m·MPa). Den av Miljödomstolen fastställda vattendomen för tunneln är 80 m³ per dygn i driftskedet (16 m³ per 100 m tunnel och dygn).

INJEKTERING - PROJEKTERING

Vid projekteringen ställdes bl.a. följande krav för injektering som avviker från konventionell cementinjektering:

- 1. Alla injekteringshål ska hålfyllas i hela sin längd från hålbotten*
- 2. Hålfyllnadsbruket ska tillsättas flyttillsats i syfte att minska vattenmängden i bruket. Som riktvärde antas att viskositeten ska motsvara vct 0,35 utan flyttillsats*
- 3. Entreprenören ska utföra förprovning där tiden för hålfyllning optimeras för brukets längsta möjliga bindningstid men för att fortfarande kunna mata slangen genom cementbruket*
- 4. Injekteringsriggen skall ha slangmatare för hålfyllnadsbruk*
- 5. Injektering ska påbörjas med Ultrafin 16, vct 1,5.*

Kravet under Punkt 1 förutsätter att man för in hålfyllnadsslangen till hålbotten vilket kräver att manschetten demonteras innan bruket har bundit i hålet. Som flyttillsats användes Intraplast A som sänker viskositeten och ger expansion av bruket. Tillsatsmedlet användes för övrigt under 1970 till 1980-talet vid nästan all cementinjektering i Sverige.

Vct-kravet på 0,35 för hålfyllnadsbruket förutsätter en pump för bultbruk. Konventionella injekteringspumpar klarar som regel endast bruk med vct ca 0,5. Dessutom krävs en slangmatare för att man ska kunna pressa in hålfyllnadsslangen i det 20 m långa hålet som delvis är fyllt med det injekteringsbruk som finns kvar i hålet efter att manschetten tagits bort.

Kravet under Punkt 5 medför att det måste finnas två cementtyper på injekteringsriggen och att injekteringen påbörjas med s.k. instabilt bruk med vct 1,5 och det relativt ovanliga, vid förinjektering, Ultrafin 16.

Injekteringen utfördes normalt med en skärm med 18 st 20 m långa hål (hålspetsavstånd 2 m), om vattenförlustmätningarna i kontrollhålen visade på läckage genom den första skärmen utfördes en andra injekteringskärm med 9 st 17,5 m långa hål (hålspetsavstånd 4 m) (Fig. 4). Endast vid tre tillfällen behövde Skärm 2 injekteras. Torra kontrollhål hålfylldes med bruk vct 0,3. Injekteringen utfördes med ett sluttryck på 4 MPa.

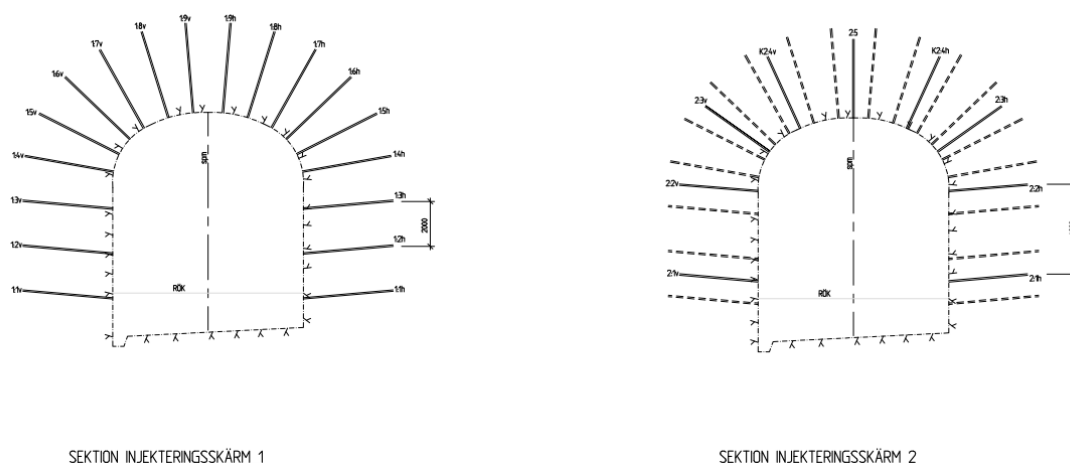


Fig. 4. Injekteringskärm i Kollekindstunneln. Skärmen till höger användes endast när kontrollhålen visade på läckage genom den första skärmen.

Fig. 4. Pregrout screens used in the Kollekind tunnel. The second screen (right side) was only used when the test holes indicated leakage through the first screen.

Injektering av hål för systembult

I bygghandlingen ställdes följande krav:

1. Hål för systembultar ska stå tomma i minst 3 dagar för att eventuella läckage till hålen kan bildas och identifieras
2. Läckande hål för systembult ska efterinjekteras med cement Ultrafin 16; inledningsvis med vct 1,5
3. När cementet bundit i sprickorna tillräckligt länge för att inte rinna ut ur dessa ska manschetterna demonteras för bultsättning.

Avsikten med kravet under Punkt 1 var att identifiera små läckage till bulthålen. Det är en ganska vanlig observation att det kan ta lång tid innan vattnet når till hålet och bildar ett synligt läckage.

I kravet under Punkt 2 förutsattes att endast små läckagevägar skulle förekomma i det förinjekterade berget, därför inleddes injekteringen med lågvisköst bruk vct 1,5 och mikrocement.

Kravet under Punkt 3 innebär i praktiken att manschetterna kan demonteras direkt efter injektering eftersom bruket inte rinner tillbaka ur de fina sprickor som injekterats med högt tryck.

INJEKTERING - UTFÖRANDE

Förinjektering

Enligt bygghandlingen skulle vattenförlustmätning utföras i samtliga injekteringshål och endast läckande hål injekteras. Under byggfasen ändrades dock detta till att samtliga injekteringshål i Skärm 1 skulle injekteras. Syftet med detta var att slippa arbetsmomentet med vattenförlustmätning – då denna inte gav någon användbar information som motiverade arbetsinsatsen.

Hålfyllnad av injekteringshål

Efter avslutad injektering fylldes injekteringshålen från botten. För att det ska vara genomförbart måste manschetterna demonteras innan injekteringsbruket blivit för styvt. För att optimera brukets bindningstid skulle tiden mellan injekteringsstopp och demontering av manschetten provas fram av entreprenören genom förprovning. Detta hade dock inte utförts innan injekteringsarbetet påbörjades utan fick utredas under arbetets gång i samråd mellan entreprenör och bergkonsult.

Vid det inledande arbetet konstaterades att det direkt efter avslutad injektering inte gick att föra in den 45 mm grova slangen för hålfyllnad förbi manschettläget – trots att slangmatare användes och cementbruket i hålet vct 1,5– 0,8 fortfarande hade låg viskositet. En förträngning orsakad av en hård kaka av cementbruk hade sannolikt bildats vid manschettläget. Detta kan förefalla märkligt eftersom det lösa bruket börjar binda i hålet först efter många timmar. Orsaken är att cementbruk sedimenterar bakom manschetten där det råder ett slags bakvatten när injekteringsbruket lämnar manschetten och forsar framåt. Det bildas därför en snabbt hårdnande cementkaka bakom manschett-rörets utlopp. Efter diskussion med injekterarna tillverkade entreprenören en manschett där cementblandningen styrs mot sidorna istället för rakt fram (Fig. 5). Med denna manschett eliminerades problemet. Slangen kunde sedan utan problem matas in i injekteringshålet när manschetten demonterats 2-4 timmar efter att injekteringen avslutats.

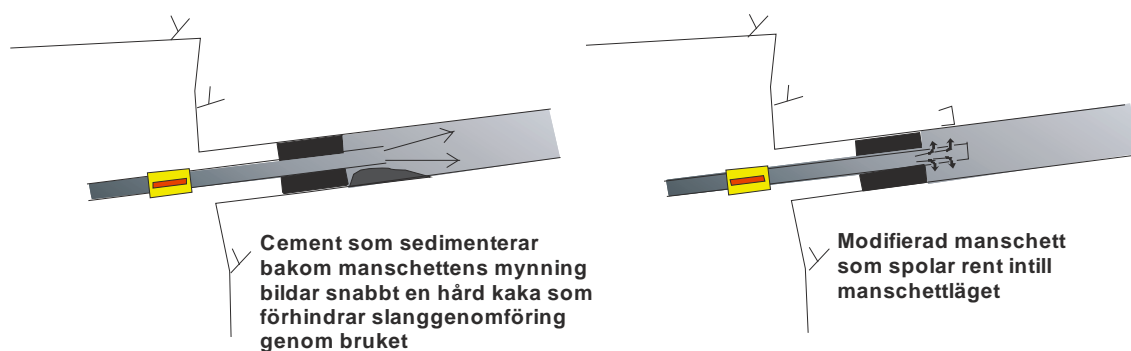


Fig. 5. Vänster: En hård cementplugg bildas bakom manschettens mynning och förhindrar genomföring av slangen trots att bruket inte har bundit i hålet. Höger: Manschett där bruket styrs mot sidorna istället för rakt fram för att förhindra att en cementplugg uppstår.

Fig. 5. Left: A cement plug was formed behind the packer's outlet which prevented the hose for hole-filling to pass, despite the use of a hose feeder and a high w/c-ratio of 1.5-0.8. Right: Grouting packer where the grout is directed to the sides instead of forward, prevented the formation of a cement plug.

Ett annat problem som uppmärksammades av injekterarna var att det när manschetterna togs bort kunde det finnas komprimerad luft i hålen. När trycket släpptes efter 2-4 timmar hade det ofta bildats en cementpropp inne i manschettröret som därför inte släppte ut den luft som fanns i hålet. Lossades då manschetten så hände det att cementsprut uppstod ur hålet med högt tryck och risk för personskador. En sådan incident inträffade också och hade kunnat leda till en allvarlig personskada. För att förhindra detta släpptes trycket direkt i de hål där inget bruk mer än det som fyllde upp hålet gått ut i berget (<80 liter). I hål som tog emot mindre mängder bruk (ca 80-180 liter) släpptes trycket till 1 MPa innan det hann bildas någon cementpropp inne i manschetten. I hål som tog mer än 180 liter uppstod inget problem då det inte fanns någon komprimerad luft kvar i hålet, dessa hål fick stå med fullt tryck tills det var dags att lossa manschetten. Att det blir kvar luft, vatten och bruk som blandats med ut vatten i hålet var förväntat. Det är också orsaken till att hålfyllning måste utföras från hålbotten. Det bör nämnas att det är välkänt att bruket stelnar långt snabbare i de förträngningar som utgörs av manschetternas ventiler än i själva injekteringshållet.

Uppföljning av hålfyllnadsarbetet visade att lägsta möjliga vct var 0,27 med tillsats av Intraplast A, som kunde pumpas genom den ca 20 m långa Ø 45 mm slangen för hålfyllnad. För att pumpa detta bruk krävdes ett pumptryck på 3 MPa.

Injektering av läckande bulthål

Två förstärkningsklasser med systembult kom att användas i tunneln, hålavståndet i dessa var 2,2 m respektive 1,7 m i tak och anfang. Bultlängden var av 3 m. I väggarna sattes endast selektiva bult. Injekteringen utfördes i bulthål som visade läckage efter att de stått öppna minst 3 dygn. Manschetten sattes normalt 0,5 m in i borrhålet. Vid påslagen injekterades även bulthål som inte visade några läckage, syftet med detta var

försöka täta närliggande läckage. Förhoppningen var att bulthålen, även om de inte läckte, vid trycksättning med 4 MPa, skulle ta emot injekteringsbruk av typen Ultrafin 16, vct 1,5. Det visade sig dock att inget bruk överhuvudtaget kom in i de torra hålen vid trycksättning. Efter utvärdering injekterades därför endast bulthål med synliga läckage. De flesta bulthål som injekterades var torra efter uppborring, ett fåtal borrhål visade dock fortsatt läckage och injekterades då igen (Fig. 6).

EFTERINJEKTERING

• Injekterat bulthål

● Bulthål injekterat två ggr

⊕ Efterinjektering

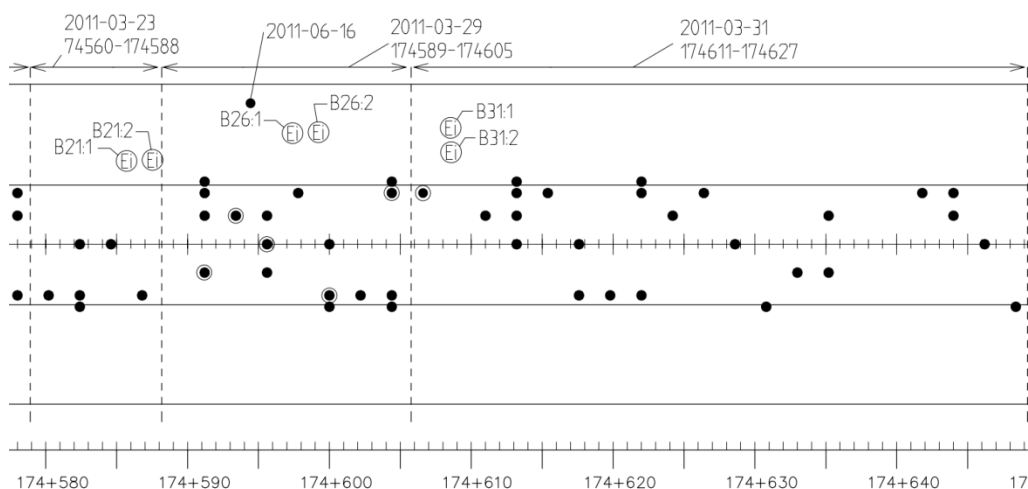


Fig. 6. Utdrag från förvaltningshandling med injekterade bulthål och utförd efterinjektering i Kollekindstunneln. Datum och sektionsangivelser hänvisar till injekteringsprotokoll.

Fig 6. Drawing of grouted boltholes and performed post-grouting in the Kollekind tunnel. Numbers refer to grouting documentation.

RESULTAT OCH DISKUSSION

Metoden med hålfyllnad av injekteringshålen där manschetterna demonteras innan bruket har blivit för styvt för att en slang ska kunna föras in till hålbotten kan anses kontroversiell eftersom manschetterna demonteras långt innan bruket hunnit binda i hålen. Man kan argumentera för att cementsuspensionen därför skulle kunna rinna ut ur sprickorna när manschetten demonteras. Man måste emellertid betänka att injekteringsbruket har pressats in i berget med ett mycket högt tryck, 4 MPa, mot ett grundvattenstryck som i Kollekindstunneln bedöms vara högst 0,2 MPa. Injekteringen pågår tills cementsuspensionens skjuvhållfasthet i sprickorna blivit så hög att injekteringstrycket inte räcker till för att trycka injekteringsbruket längre in i sprickorna. När manschetten släpps verkar grundvattenstrycket in mot tunneln och grundvattenstrycket mot injekteringen stiger. För att pressa tillbaka injekteringsbruket krävs att grundvatten-

trycket överstiger det snabbt ökande skjuvmotståndet som bildats av cement-suspensionen i sprickorna. Att injekteringen skulle kunna punkteras av grundvatten-trycket har bedömts som högst osannolikt. En bakåtpressning av injekteringsbruk vid tidig manschett-demontering torde endast vara möjlig i hål med stora flöden som inte har injekterats till stopptryck och vid ett relativt högt grundvattentryck.

Med konventionella manschetter bildades nästan omedelbart en hård cementkaka intill manschettkroppen. Den förhindrade att hålfyllnadsslangen kunde föras in i hålet. Detta avhjälpes med en modifierad manschett där flödet styrs mot sidorna istället för rakt fram. Vid demonteringen av manschetterna efter injektering kunde det finnas stora luftfickor i hålet. Dessa kunde resultera i ett sprut bakåt när manschetten drogs ur hålet. För att motverka sprut sänktes trycket i hålet omedelbart efter avslutad injektering. Entreprenören hade inledningsvis befarat att det skulle uppstå logistik- och platsproblem med två cementtyper Injektering 30 och Ultrafin 16, extra pump för hålfyllnad samt slangmatare. Detta innebar dock inte några större problem under utförandet.

Genom att injektera borrhål för systembult utnyttjar man dessa både för efterinjektering och bultsättning. Syftet med injekteringen av systembulthål är dels att täta läckande bulthål men också att minska behovet av ytterligare efterinjektering i tunneln. Injekteringen av bulthål utförs i berg som redan har förinjekterats och är relativt tätt men där det fortfarande finns små läckagevägar till bulthålen. Injektering utfördes därför med mikrocementet Ultrafin16. Nyttan med mikrocement har ibland ifrågasatts av branschen p.g.a. av aggregatbildning vars orsaker är komplexa. Men genom att inledningsvis använda höga vct, som ger lågvisköst bruk och förhoppningsvis även mindre aggregatbildning var förhoppningen att nå ett förbättrat resultat med mikrocementet. Även förinjekteringshål med små läckage påbörjades med instabilt bruk vct 1,5 baserat på Ultrafin 16 cement, för att sedan växla över till det mer grovkorniga Injekteringscement 30.

Överlag finns få läckage i Kollekindstunneln. Uppmätt läckage var i januari 2012 ca $0,2 \text{ m}^3/100 \text{ m}$ tunnel och dygn. Mängden monterade dränmattor uppgår till ca 1500 m^2 . Efterinjektering utfördes vid 17 st läckage i sammanlagt 34 st hål, samtliga läckage utom 2 st som efterinjekterades fanns i tunnelns väggar där inga systembultshål injekterats. Det är, som alltid efter utförd injektering, svårt att bedöma hur resultatet hade blivit med en annan injekteringsmetod. Dock kunde det på flera platser i tunneln efter sprängning tydligt observeras att hålfyllnaden av injekteringshålen lyckats på så sätt att hålen är helt fyllda med bruk (Fig. 7). Detta innebär att injekteringshålens funktion som potentiella läckagevägar i framtiden förhindrats. Det har inte heller observerats några läckage i tunneln som kan relateras till läckande bulthål i tunneln.

Vid framtida projektering bör det framgå i handlingen att förprovning ska utföras för olika vct och cementtyper för att optimera tiden innan manschett-demontering. Även användandet av den här framtagna manschetten där cementblandningen styrs mot sidorna istället för rakt fram bör skrivas in i handlingen. Man kan även överväga om inte manschetterna kan demonteras direkt efter injektering eftersom kvarstående små

läckage inte kan trycka ut det mycket styva och kompetenta hålfyllnadsbruket. Slutligen bör man beskriva hur manschetterna demonteras för att undvika sprut från manschetter under tryck.

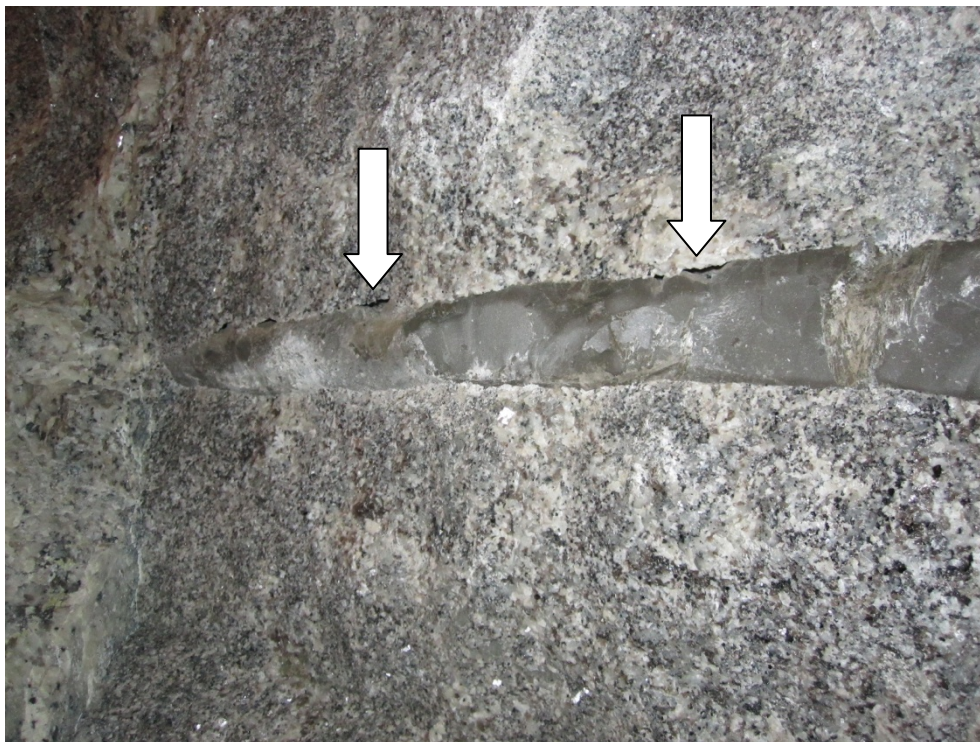


Fig. 7. Hålfyllt injekteringshål som blottats i tunnelväggen efter sprängning. Hålfyllning med bruk vct 0,3 och tillsats av Intraplast A som ger låg viskositet vid pumpning samt svällning av bruket efter pumpning. Pilarna visar små partier där fyllningen har spräckts vid sprängning. I övrigt är hålet helt fyllt med en hård cementkärna.

Fig. 7. Sealed pregROUT hole exposed in the tunnel wall. The sealing grout has a w/c-ratio of 0.3 and additive of Intraplast A. The additive is used to lower the viscosity, thereafter it causing swelling of the grout. The hole is completely filled by the hard grout-core. Arrows mark parts where the sealing was slightly damaged from the close blasting holes.

Sammanfattningsvis bedöms resultatet av metoden som bra. Tunneln är mycket tät och de föreslagna metoderna har fungerat tillfredsställande. De hålfyllnader som blottats vid sprängning visar att hålen är fullständigt fyllda och inga problem med läckande bulthål har observerats.

REFERENSER

Bogdanoff, I., 2001. Efterinjektering av sprutbetongtäckta bergväggar i stora berggrum. *4th Nordic rock grouting symposium. Proceedings. SveBeFo rapport 55.*

CONSIDERATION OF THE ROCK MASS PROPERTY VARIABILITY IN NUMERICAL MODELLING OF OPEN STOPE STABILITY

Musa Adebayo Idris¹, David Saiang² and Erling Nordlund¹

¹*Division of Mining and Geotechnical Engineering, Luleå University of Technology, SE-971 87 Luleå, Sweden.*

²*SRK Consulting (Sweden) AB, SE-931 31 Skellefteå, Sweden.*

Sammanfatning

Denna artikel presenterar en sannolikhetsbaserad ansats för analys av komplexa bergmassor med stor variation i mekaniska egenskaper, i detta fall bergmassan i en kanadensisk gruva. Det är också en stor skillnad mellan sidobergets och malmens mekaniska egenskaper. Det är uppenbart att traditionella deterministiska metoder inte är lämpliga för att studera brytningsrummens beteende i denna gruva. Därför har en sannolikhetsbaserad ansats använts vilken gör att man kan ta hänsyn till variationen i indata vid numerisk analys. Tre olika statistiska metoder användes vid stabilitetsanalysen av brytningsrummen. Resultaten jämfördes där fördelar och begränsningar diskuterades. Studien illustrerar vikten av att ta hänsyn till variationen i bergmassans egenskaper vid analysen av brytningsrummens stabilitet.

Abstract

This paper presents a probabilistic approach for modelling complex rock masses where the intrinsic properties are highly variable. For this study a complex orebody in a Canadian mine is used. The mechanical properties of the host rock and the ore in this mine are found to be intrinsically variable with high contrast between their mechanical properties. It is apparent that the use of traditional deterministic methods to study the behaviour of the open stopes is not appropriate for this mine. Hence, in this study a probabilistic approach is adopted which allows the propagation of the variability of the input parameters in the numerical modelling. Three different approaches were used to analyze the stability of the open stopes based on the distribution of the different material properties of the rock mass. The results of the analysis using the three methods were compared and the limitations and the potentials of each of the methods were discussed. The study provides insight into the significance of the rock mass property variability in the numerical modelling of open stope stability and different ways that it could be incorporated into the modelling.

Key words: Probabilistic approach, stope stability, numerical modelling

1. Introduction

Uncertainty and variability are peculiar to heterogeneous materials such as rock and soil. The uncertainty in a rock mass may stem from the difficulty in measuring the rock mass properties correctly or accurately. Variability on the other hand, arises from the various formation and transformation processes of rock masses resulting in the variability in the rock mass properties. Due to this variability, failure processes are different within a rock mass, which can significantly affect the stability of an open excavation, such as observed in the case mine used in this paper. Recent studies such as Idris et al. (2011a), Idris et al. (2011b), Cai (2011) and Valley et al. (2010a) have clearly demonstrated the significant effects of rock mass variability on the stability of underground excavations. Stope stability analysis using average values as input for the rock mass properties may not represent the real behaviour of the rock mass. Therefore, the variability of the rock mass properties must be considered in the stability analysis of the open stopes by using random distributions for the rock mass property. This probabilistic approach allows the determination of the probability of failure for the stope and also enables appropriate decisions for the support system.

The intrinsic variability of rock mass properties was manifested during the site characterization of a new mine in Canada. The ore deposit at the mine was found to be highly heterogeneous with variability and uncertainty in the mechanical properties of both the host rock and the massive sulphide ore. Furthermore, there was a strong mechanical contrast between the high grade massive sulphide ore and the host rock which is predominantly felsic gneiss and breccia. The site investigation coupled with laboratory tests produced distributions of physical and mechanical properties for the host rock and the massive sulphide ore, which lead to a question of what particular values of the rock mass properties should be chosen for the stability analyses of the open stopes. A probabilistic approach which incorporates these distributions of the material properties into the stability analysis is therefore deemed appropriate.

In this study, the uncertainty and variability in rock mass properties were incorporated into the numerical models to study the stability of open stopes using FLAC software (Itasca Consulting Group Inc. Year). The Unconfined Compressive Strength (UCS) and the Geological Strength Index (GSI) of the host rock were represented by a normal distribution. Their mean value and standard deviations were determined from the data generated during the site characterization. For the host rock, the m_i value was taken from the table suggested by Marinos and Hoek (2000). The random properties of UCS, GSI and m_i were used to determine the rock mass elasto-plastic parameters using the Monte Carlo simulation method. The parameters were used as input for probabilistic models. Three different probabilistic methods were used separately to implement the uncertainty and the variability of the rock mass properties in the numerical modelling. The modelling results from the three methods were compared. It should be noted that constant material properties were assumed for the sulphide mineralization veins and possible variability in the material properties was neglected and only the variability in the material properties of the host rock is considered in this study.

2. Numerical models

2.1. Model geometry and modelling sequence

A 114 m wide by 756 m high FLAC model was setup with vertical and horizontal roller boundaries to perform the analyses. In the vicinity of the stopes, which are the areas of interest, finer grids were used to increase the accuracy. The model geometry and boundary conditions are shown in Figure 1(a). The stope studied in the analysis is 30 m high and the horizontal width of the orebody is 10 m while the orebody dips 75° .

A longitudinal mining method was assumed for the stopes with three main levels. Sublevels are developed at 30 m intervals and the ore is removed between the sublevels through the use of longhole blasting. The first 2 main levels contain 2 sublevels each while the last main level has just 1 sublevel. Mining activities progress upward with delayed backfilling. Numerical modelling of all the five stopes with backfilling was carried out in 6 modelling stages of mining and backfilling. Figure 1 (b) shows the modelling sequence for the numerical analysis.

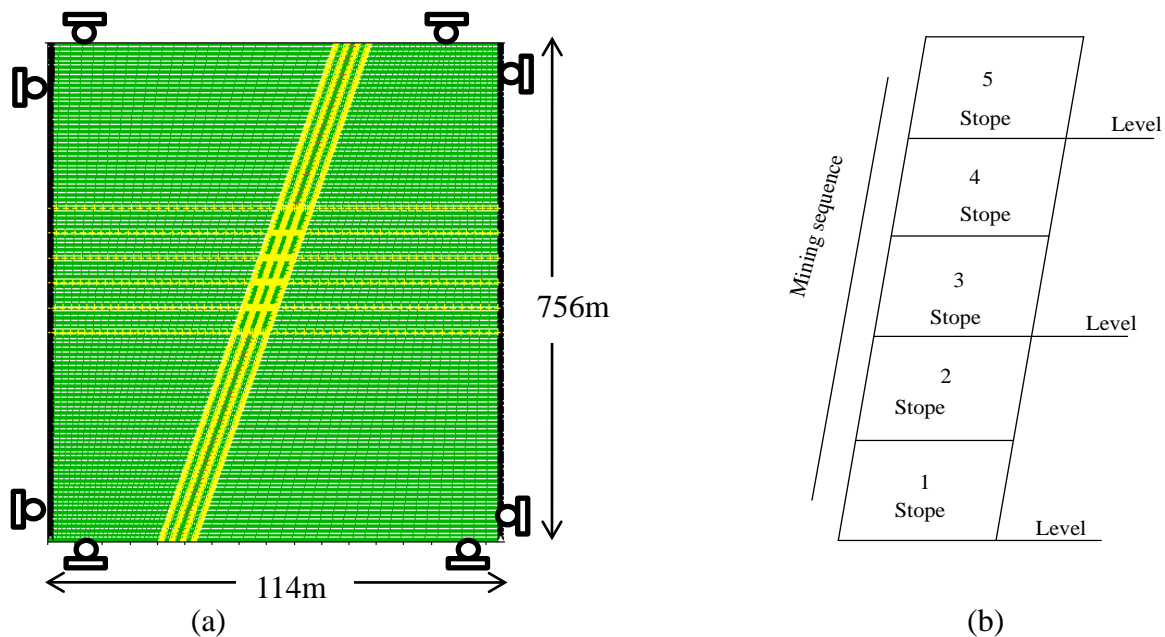


Figure 1 (a) Model geometry and boundary conditions (b) Modelling sequence

2.2. Random rock mass properties and backfill materials properties

Point load index of more than 1000 intact rock samples were determined for the complex orebody and the host rock during geotechnical investigations. The uniaxial compressive strength (UCS) of the samples was estimated from the point load index

using an index-to-strength conversion factor (Bieniawski, 1975). The GSI chart (Marinos and Hoek, 2000) was used to estimate about 1000 GSI values from the field observations (of blockiness and discontinuity surface conditions of the rock mass) at the same site. The UCS and GSI were represented by normal distributions and by their means and standard deviations. The normal distributions were truncated to prevent negative values or values above the realistic range. A normal distribution is assumed for the Hoek – Brown material constant m_i with a mean value of 28 and standard deviation of 2 (Marinos and Hoek, 2000). The mean values and standard deviation of the random properties of UCS, GSI and m_i were used as input parameters of the generalized Hoek-Brown empirical equations (Hoek et al., 2002) to estimate the strength and deformability parameters for the rock mass using Monte Carlo (MC) simulation method. The random values of the strength and deformability parameters for the rock mass generated through the MC simulation are shown in Table 1. The variation in the density of the host rock is not significant hence an average value of 2968 kg/m³ was used for this study. The rock mass parameter for the massive sulphide ore used for this study is shown in Table 2.

It is a common practice in Canadian underground metal mines that the primary stopes are backfilled using cemented backfill materials (consolidated backfill) such as tailings, sand and waste rock. The secondary stopes are usually backfilled without cement. The cemented backfill materials used for this study are presented in Table 3.

Table 1. Summary of input and output values

Parameter	Minimum value*	Mean value	Maximum value*	Standard deviation
GSI	55	65.0	75	5.0
UCS intact rock (MPa)	213.4	282	350.0	35.0
Material constant, m_i	24.1	28.0	32.0	2.0
Deformation Modulus, E_m (GPa)	5.99	19.18	32.37	6.73
Friction angle (°)	46.50	50.0	53.59	1.81
Tensile strength, MPa	1.25	3.65	7.0	1.22
Cohesive strength, MPa	10.24	12.91	15.59	1.37

* The minimum and maximum value were taken at 95% confidence interval

Table 2. Rock mass properties for the massive sulphide ore (Swan, 2010)

Properties	Material values
Bulk modulus, (GPa)	7.68
Shear modulus, (GPa)	6.50
Cohesion, (MPa)	5.11
Density, (kg/m ³)	4030
Tensile strength, (MPa)	1.86
Friction angle, (°)	54

Table 3. Backfill material properties (Hassan and Archibald, 1998)

Properties	Material values
Bulk modulus, (GPa)	2.78
Shear modulus, (GPa)	0.93
Cohesion, (MPa)	0.1
Density, (kg/m ³)	2300
Tensile strength, (MPa)	0.3
Friction angle, (°)	35

2.3. In-situ stress

In-situ stresses, sometimes referred to as far field stresses, are stresses which exist in the rock mass as a result of the overlying strata weight and locked-in stresses of tectonic origin (prior to any excavation). In the Canadian Shield the major principal stress σ_1 and the intermediate principal stress σ_2 tend to be near horizontal with plunges between zero and approximately 10° and the minor principal stress σ_3 is approximately vertical (Arjang and Herget, 1997). Consequently, the maximum and minimum horizontal stresses, σ_H and σ_h and the vertical stress, σ_v are used interchangeably with σ_1 , σ_2 and σ_3 respectively. The vertical in-situ stress component in the Canadian Shield has a linear relationship with overburden depth (Herget, 1987), thus:

$$\sigma_v = \gamma H \quad (1)$$

where σ_v is the vertical stress, γ is the unit weight and H is the depth of the overlying strata. The horizontal stresses acting on the rock mass at a depth are more difficult to estimate than the vertical stresses. However, for the purpose of this study the maximum and minimum horizontal stresses were determined based on the relationship suggested by Diederichs (1999). The pre-mining or in situ stresses used for this study are shown in Table 4.

Table 4. In-situ stress component used for the model.

Mining depth (m)	Unit weight (MN/m ³)	σ_v (MPa)	σ_H (MPa)	σ_h (MPa)
1480	0.026	38.5	57.8	50.0

3. Probabilistic numerical modelling

The numerical modelling was carried out with the finite difference code, FLAC (Itasca, 2006). Three probabilistic methods were used separately to implement the variability and the uncertainty of the rock mass properties in the FLAC model and the results

compared. The three probabilistic methods are briefly discussed in the following sections.

3.1. Monte Carlo simulation method

The Monte Carlo (MC) simulation method is based on randomized input to generate random variables as output. It is widely used in geomechanics, especially in the probabilistic analysis of slope stability. The MC method as described in section 2.2 was implemented in the numerical modelling to account for the uncertainty and variability of the rock mass material properties. The elasto-plastic parameters for the rock mass were randomly calculated for each zone of the model. These parameters were randomly varied between each realization of the numerical analysis according to their given probability distribution. Twenty simulations were run using the MC method which generated random distributions of the slope wall displacements as output variables. Table 1 shows the random input parameters used for the MC simulation.

3.2. Strength Classification method

In this Strength Classification Method (SCM), the rock mass modulus, cohesion, friction angle and tension are all treated as normally distributed as described in the section 2.2. The rock mass was divided into three strength classes: the high strength, medium strength and low strength. The medium strength is assumed to be 68% of the rock mass which is the mid-point between one standard deviation before the mean value and one standard deviation away from the mean value. The low strength is the mid-point value between two standard deviations before the mean value and one standard deviation before the mean value and it is assumed to be 14% of the entire rock mass. The high strength is assumed to be 14% each of the entire rock mass and it is the mid-point value between two standard deviations away from the mean value and one standard deviation away from the mean value. To implement this in the FLAC model, the number of zones for each strength class in the entire model was calculated based on their specified percentages. These zones were randomly selected and the corresponding material properties assigned accordingly. The spatial location of each variable was randomly varied between each realization of the numerical simulation. Twenty simulations were run using this method and random distributions of the slope wall displacements were generated. Table 5 shows the random input parameters used for the strength classification method.

Table 5. Random input parameters used for the Strength Classification Method

Parameter	Low strength (14%)	High strength (14%)	Medium strength (68%)
Cohesion (MPa)	11.54	14.28	12.91
Friction (°)	48.20	51.80	50.00
Tensile strength (MPa)	2.43	4.87	3.65
Deformation modulus (MPa)	9.10	29.27	19.18

3.3. The Point Estimate Method

The point estimate method (PEM) was proposed by Rosenblueth (1981). The method is widely used in geotechnical practice for reliability calculations because it is a very simple and powerful method for approximating the mean and standard deviation of a design parameter depending on several other input parameters. In the two point estimate method, 2^n solutions are needed when there are n variables. The two point estimate method is used in this study whereby four random variables, cohesion, tensile strength, modulus of deformability and friction angle are used. Thus, sixteen solutions (i.e $2^4 = 16$) were used to find the mean and standard deviation of the results of the numerical simulations. The variables were assumed to be normally distributed as described in section 2.2. The skewness was assumed to be negligible hence the value of each variable is one standard deviation above or below their mean values. PEM was implemented in the numerical modelling using all the possible combinations of the sixteen variables. The input parameters for the sixteen simulation cases are listed in Table 6.

Table 6. Input parameters for the simulation cases

Case No	Cohesion (MPa)	Friction angle (°)	Deformation modulus (MPa)	Tensile strength
1	11.54	48.20	12.45	2.43
2	14.28	48.20	12.45	2.43
3	11.54	51.80	12.45	2.43
4	14.28	51.80	12.45	2.43
5	11.54	48.20	25.90	2.43
6	14.28	48.20	25.90	2.43
7	11.54	51.80	25.90	2.43
8	14.28	51.80	25.90	2.43
9	11.54	48.20	12.45	4.87
10	14.28	48.20	12.45	4.87
11	11.54	51.80	12.45	4.87
12	14.28	51.80	12.45	4.87
13	11.54	48.20	25.90	4.87
14	14.28	48.20	25.90	4.87
15	11.54	51.80	25.90	4.87
16	14.28	51.80	25.90	4.87

4. Results

The results of the numerical modelling performed using the three probabilistic approaches are presented below. The maximum horizontal displacements were determined from the cumulative horizontal displacements of each slope for the models using MC and SCM methods because each zone in the models is likely to have different displacements values due to the variability in the stiffness and strength of the material

properties. However for the model using the PEM method the horizontal displacement for each slope was tracked at the mid-height of the walls. Twenty realizations were run for the models using MC and SCM methods while sixteen simulations were run with the PEM model (based on 16 possible combinations of the material properties). The simulation resulted in twenty continuous random values for the horizontal displacement for both the hangingwall and footwall for each slope for both MC and SCM models and sixteen continuous random values for PEM model. The continuous random values were assumed to be normally distributed and therefore normal probability density functions were used for the presentation of the displacements in terms of convergence. Convergence is the displacement of hangingwall relative to the footwall measured normal to the plane of the slope.

4.1. Maximum wall convergence

The probability density distribution of the wall convergence for slope 5 at the modelling stage 5 when slope 5 was excavated after slope 4 has been backfilled for the three probabilistic approaches are presented in Figure 2. The cumulative wall convergences at the modelling stage 5 were taken at 95% confidence limits for all the slopes. The cumulative wall convergence for slope 5 at modelling stage 5 for the MC simulation model ranges from 1.21 m to 1.41 m. For the Strength classification method (SCM) the wall convergence varies between 0.63m and 1.06m while for the PEM model it ranges between 0.27m and 1.24 m. Also the Coefficient of Variation (COV) of the wall convergence is 4% for the MC model, 13% for the SCM model and 32% for the PEM model. The MC approach has the highest minimum values while PEM has lowest minimum and highest maximum values for the wall convergence for the slope. The trend is the same for the remaining slopes at the modelling stage 5 as shown in Table 7.

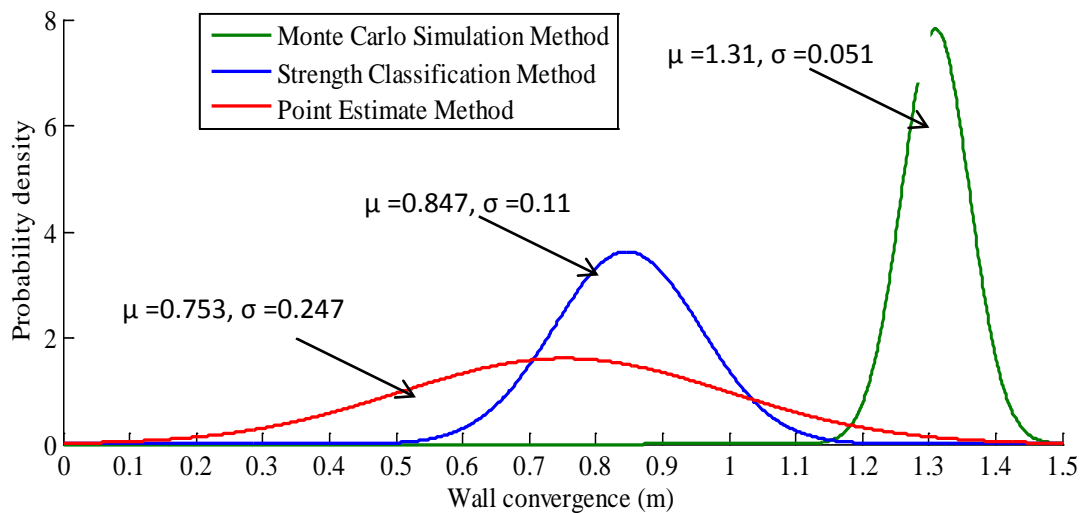


Figure 2. Normal probability density function of wall convergence for slope # 5 at modelling stage 5 for the three probabilistic methods

Table 7. Cumulative wall convergence for the remaining stopes at modelling stage 5

Stope	Method	Cumulative wall convergence (m)				
		Min. value	Max. value	Mean value	Standard deviation	COV (%)
1	MC	0.60	0.72	0.66	0.032	4.8
	SCM	0.38	0.46	0.42	0.02	4.7
	PEM	0.18	0.78	0.48	0.152	32
2	MC	1.10	1.38	1.23	0.070	5.7
	SCM	0.68	0.84	0.76	0.042	5.5
	PEM	0.28	1.19	0.73	0.234	32.2
3	MC	1.24	1.50	1.37	0.066	4.8
	SCM	0.78	0.94	0.86	0.039	4.5
	PEM	0.29	1.30	0.80	0.257	32.1
4	MC	1.26	1.62	1.44	0.094	6.5
	SCM	0.81	0.99	0.90	0.045	5.0
	PEM	0.27	1.38	0.82	0.282	34

4.2. Distribution of induced tangential stresses

The distribution of the mean values of the tangential stresses at different distances from the hanging wall for stope 5 at modelling stage 5 is shown in Figure 3. The magnitude of the tangential stresses at 0.5 m from the hanging wall for the MC model is about 2.1 MPa, for SCM model approximately 0.5 MPa while that of the PEM model is about 0.45 MPa. The observation corresponds to the deformation observed from the three methods as shown in Figure 2 whereby MC model has the highest mean wall convergence compared to that of the other two methods.

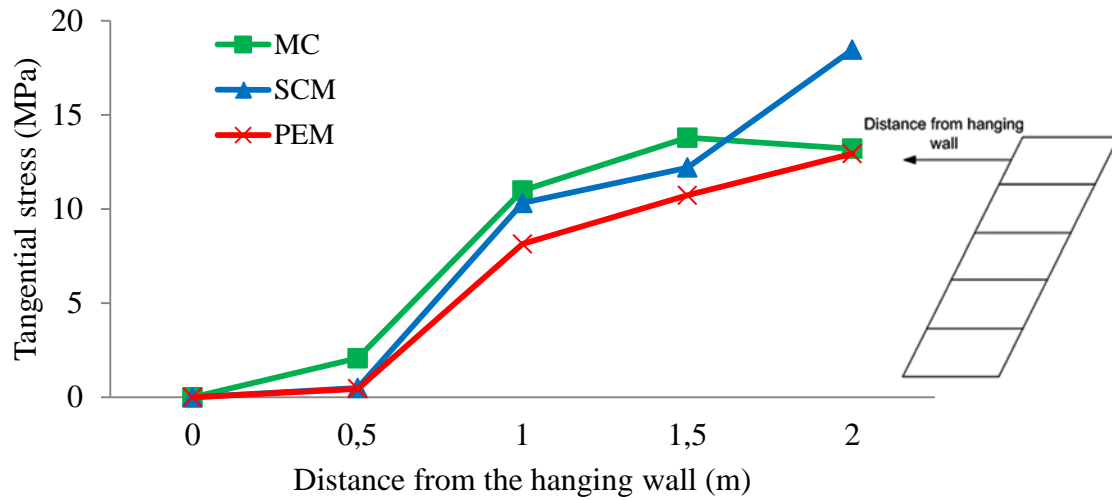


Figure 3. Tangential stresses magnitude at different distances from the hanging wall for slope 5 at modelling stage 5.

5. Discussion

Figure 1 and Table 7 shows that the SC and PEM approaches have similar mean values for the wall convergence for all the stopes while the MC approach produced higher mean value for the wall convergence for all the stopes. The PEM method shows higher dispersion (i.e. high COV) than the other two methods despite the fact that it fails to capture the full range of the possible distribution of the convergence since the point estimate locations are relatively close to the mean value (i.e. $\pm\sigma$) and does not consider the values at other extreme points. The lower dispersion (i.e. low COV) observed in both the MC and SCM models perhaps may be due to small number of runs as more than 100 realizations sometimes may be needed for propagating uncertainty in any MC simulation and also with the SCM method. Therefore, the comparison of their COV with that of PEM model results may not be conclusive. Nevertheless, it is seen that due to the variability in the rock mass properties, the possible wall convergence can vary between the maximum and minimum values as shown by each of the three methods. This shows that the three approaches were able to capture, to some extent, the variability in the rock mass properties which is not possible when deterministic approach is adopted.

Irregular pattern of the tangential stress distribution around the stope has been observed in the MC and SCM models while the stress distribution for the PEM model appears regular. Figure 4(a) and Figure 4(b) shows the tangential stresses distribution for the MC model. The irregular pattern of the stresses in the MC model is attributed to the variability in the deformation modulus and the strength parameters of the rock mass as each run has randomly distributed material properties. The variability in the deformation modulus in MC and SCM models is responsible for the induced tensile stress conditions which make the models to show more tensile failure as shown in Figure 5. Figure 5 is

one of the examples taken from the results of MC model runs. Similar observation was made by Valley et al. (2010b) whereby they found out that limited modulus variability could generate rock behaviour that is highly affected by induced tensile stress condition.

The material property in the PEM model is homogeneous in each run and thus the regular pattern of the stress distribution around the stope. The induced tensile stress condition observed in the MC and SCM models is not observed in the PEM model even for the simulation case number 1 (see Table 6) when the combination of the low rock mass properties were used as input in the PEM model. Hence the PEM method is not suitable to deal with the effect of heterogeneities in the rock mass property.

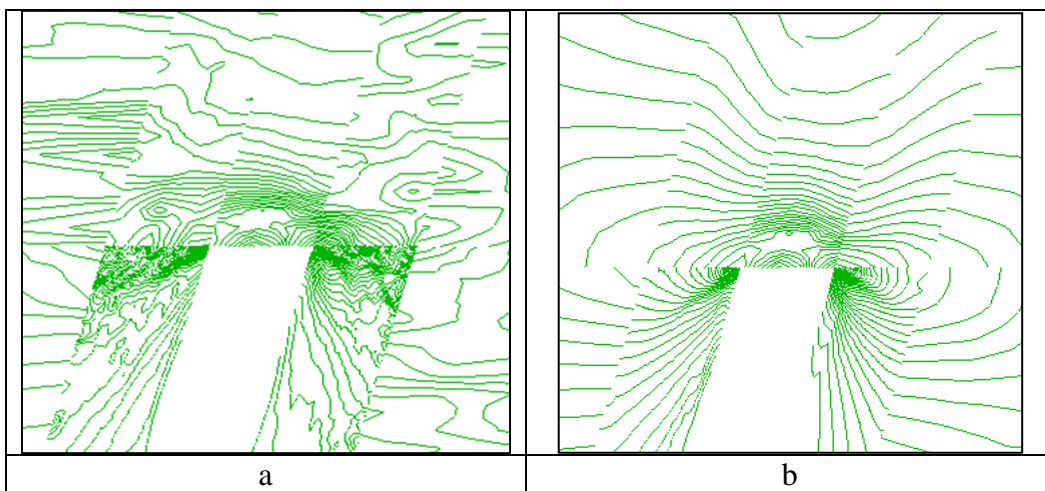


Figure 4 (a) Tangential stresses for MC model (b) Tangential stresses for PEM model

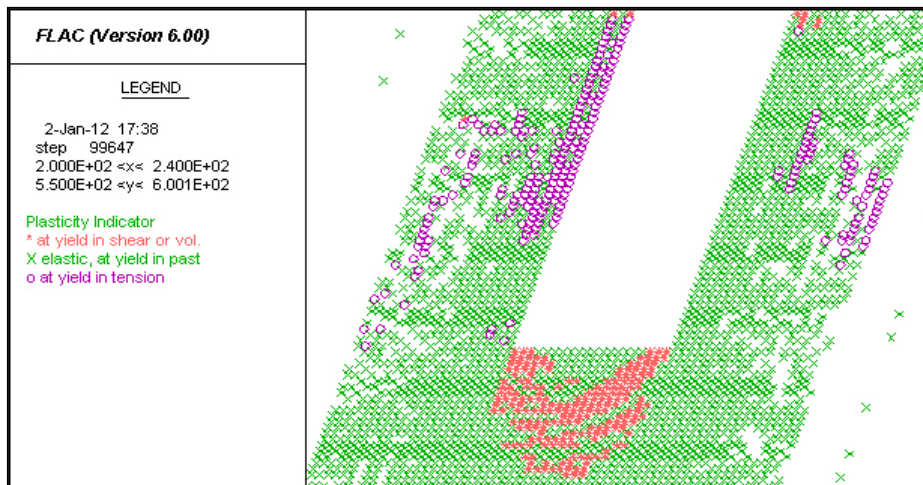


Figure 5 Failure pattern for stope 5 at modelling stage 5 for MC model (o Tensile failure indicators * Shear failure indicators)

6. Conclusion

In this paper, uncertainty and variability in rock mass properties were incorporated into the numerical analysis of open stope stability using three probabilistic approaches. The potentials and the limitations of each of the methods were discussed. The outcome of this study is summarized as follows:

- (1) The three methods presented in this study have the potential to propagate uncertainty and variability of rock mass property in the numerical modelling within their limitations. It should be noted that for all the methods normal distributions are assumed for the variables and when it differs from the distribution some inaccuracy of the results should be expected. Different distribution can be modeled with both the MC and SCM methods but PEM method is fundamentally based on the normal distribution assumption.
- (2) The PEM method can be used to capture the possible results from the variability around the mean value for the material properties since the two point estimates are at one standard deviation on either side of the mean value. It may be necessary to include points further away from the mean values as this will allow the possible results at the tails to be captured.
- (3) MC and SCM method should be used when the failure mechanism is paramount to the numerical analysis. However, the methods require many runs to propagate the variability and uncertainty in the rock mass properties. This maybe time consuming especially when the model size is large. Therefore alternative approaches for random generating technique such as Latin Hypercube random number generator can be used to reduce the number of runs. Latin Hypercube sampling technique (Imam et al, 1980) is based upon stratified sampling with random selection within each stratified stratum. It gives comparable results to MC technique but with fewer samples.

While further work is needed to improve the methods, it has been shown through these methods how the variability of the input parameters affects the output of numerical analysis of open stope stability which consequently affects the decision on the design of support system.

Acknowledgement

This study was financially supported by Centre for Advanced Mining and metallurgy (CAMM) at the Lulea University of Technology, Lulea Sweden. The authors are grateful for the support. The authors also thank Dr. Graham Swam for providing useful information.

References

Arjang, B.and Herget, G (1997) 'In situ ground stresses in the Canadian hard rock mines: an update', Int. J. Rock Mech Min Sci Vol. 34 pp. 15.e1-15.e16.

- Bieniawski, Z.T. (1975) 'The point load test in geotechnical practice', Eng. Geol. Vol. 9 pp.1-11.
- Cai, M. (2011) 'Rock mass characterization and rock property variability considerations for tunnel and cavern design', Rock Mech Rock Eng, Vol.44 pp. 379-399
- Diederichs, M.S. (1999) 'Instability of hard rock masses: the role of tensile damage and relaxation', PhD Thesis, University of Waterloo, Waterloo.
- Hassani, F and Archibald, J.F. (1998) 'Mine backfill', [CD-ROM]. Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM), Montréal, Que.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and Corkum, B. (2002) 'Hoek-Brown failure criterion-2002 edition', Paper presented at the fifth North American rock mechanics symposium, Toronto, Canada, Vol. 1. Pp. 267-73.
- Herget, G. (1987) 'Stress assumptions for underground excavations in the Canadian Shield', Int J Rock Mech Sci Geomech Abstr. Vol. 24 pp. 95-97.
- Idris, M.A., Saiang, D. and Nordlund, E. (2011a) 'Numerical analyses of the effects of rock mass property variability on open stope stability', Paper presented at the 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, San Francisco, USA.
- Idris, M.A., Saiang, D. and Nordlund, E. (2011b) 'Probabilistic analysis of open stope stability using numerical modelling', Int. J. Mining and Mineral Engineering, Vol.3, No. 3, pp. 194-219.
- Iman, R.L., Davenport, J.M. and Zeigler, D.K. (1980) 'Latin Hypercube sampling (A program user's guide). Technical report SAND79-1473. Albuquerque, New Mexico: Sandia Laboratories
- Itasca. (2006). FLAC version 6.00. Itasca Consulting Group, Minneapolis.
- Marinos, P. and E. Hoek. (2000) 'GSI- A geologically friendly tool for rock mass strength estimation', Paper presented at GeoEng 2000 Conference, Melbourne.
- Rosenblueth, E. (1981) 'Two-point estimates in probabilities. J Appl Math Model', Vol. 5. Issue 5. Pp 329-335.
- Swan, G. (2010) 'Personal communication'.
- Valley, B., Kaiser, P.K., and Duff, D. (2010a) 'Consideration of uncertainty in modelling the behaviour of underground excavations', Paper presented at 5th International seminar on Deep and High Stress Mining, Santiago, pp 423-435.
- Valley, B., Suorineni, F.T. and Kaiser, P.K. (2010b) 'Numerical analyses of the effect of heterogeneities on rock failure process' Paper presented at the 44th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, Salt Lake City, UT , USA.

TUNNEL SUPPORT AND STABILITY ASSESSMENT VIA NUMERICAL MODELING – NORRA LÄNKEN

Bedömning av stabilitet och tunnelförstärkning via numerisk modellanalys – Norra länken

Diego Mas Ivars, Itasca Consultants AB

Yoann Hebert, Itasca Australia Pty Ltd.

Daniel Billaux, Itasca Consultants SAS

Rocío Batres-Estrada, Sweco Infrastructure AB

Thomas Dalmalm, Trafikverket

SAMMANFATNING

Artikeln sammanfattar en 3D numerisk beräkning som har utförts som en del av arbetet med dimensioneringsarbetet av Norra länken i Stockholms innerstad. Syftet med beräkningen är att analysera effekten av en stor ytlast ovanför en befintlig tunnel med begränsad bergtäckning. Beräkningen inkluderar planerad förstärkning samt förekomst av flera identifierade sub-vertikala sprickor. Resultaten visar att effekten av ytlasten inte påverkar den storskaliga stabiliteten för tunnlarna.

SUMMARY

This paper presents a three-dimensional numerical study that has been undertaken as part of the design work for the Northern Link in Stockholm metropolitan area. The objective was to analyze the effect of a large surface load being applied on top of a tunnel intersection with thin rock cover considering the planned additional support and taking explicitly into account the presence of several sub-vertical fractures identified in the area. The results show that upon application of the load the excavations remain stable.

1. BACKGROUND

Stockholm City is planning a new suburb called Hagastaden. Hagastaden will connect Karolinska Institute and Karolinska Hospital in Solna with Stockholms inner city. To make this possible, the Swedish Transport Administration will construct a - concrete deck - forming a number of concrete tunnels over the existing E4/E20 roads in the area of the North Station. One of these new tunnels is a reinforced concrete tunnel that is going to be built on top of a section of the already existing Norra länken tunnel 111 and one of its foundation pillars will seat over the section where tunnel 111 intersects the utility substation (driftutrymme) 161. Afterwards, over the reinforced concrete tunnel, a building will be built. The estimated total load over the section of the Norra länken tunnel

intersection under study will be 63000kN (Wickström, 2010) applied over a 12m² area. According to the design, the rock cover over these tunnels will have a thickness of approximately 3-4m. Furthermore, recent mapping in the tunnels has revealed a number of sub-vertical fractures with possible clay infilling intersecting tunnel 111 and the utility substation (driftutrymme) 161 in the area under the planned load.

When this section of the Norra länken tunnel was constructed its systematic reinforcement was not designed to support such a large additional load. Therefore, the planned support strategy includes the addition of a thick concrete pillar on part of the lateral wall of tunnel 111 under the surface loading area. Additionally, 10 anchors of 63.5mm diameter will be inserted through the concrete and into the rock and 12 more anchors will be inserted upwards from the roof of the tunnel into the rock immediately under the load to limit the movement in the fractures and increase the reinforcement locally.

The presence of the fractures near the intersection between the tunnel 111 and the utility substation (driftutrymme) 161 and the additional load that will be applied on the surface make this a genuine three-dimensional problem. Therefore, to supplement the analytical support design it has been judged prudent to perform a 3D modeling study of the stability of these tunnels once the additional surface load is applied with the present and planned reinforcement (concrete pillar and anchors) including the effect of the fractures explicitly.

2. CONCEPTUAL MODEL

The analysis was performed using the software FLAC3D, (Itasca, 2010). FLAC3D is a finite difference continuum three-dimensional modeling code with the capability of simulating fracture planes as interface elements. The model was constructed with KUBRIX (Simulation Works, 2011) mesh generator used in conjunction with the Rhino CAD package (McNeel & Associates, 2011).

The geometry of the model was constructed based on the tunnel design drawings supplied by Sweco Infrastructure AB. The surface topography was assumed to be planar and at a constant elevation of 4m over the roof of the tunnels.

The model explicitly included the main mapped fractures in the area (Figure 1). The length of the fractures is unknown so they were considered infinite as a conservative measure. No water content was assumed to exist in the fracture planes as the rock was previously grouted.

The rock mass was prescribed as isotropic and homogeneous and followed an elasto-plastic response using a Mohr-Coulomb constitutive model. The fracture planes followed the Coulomb slip model.

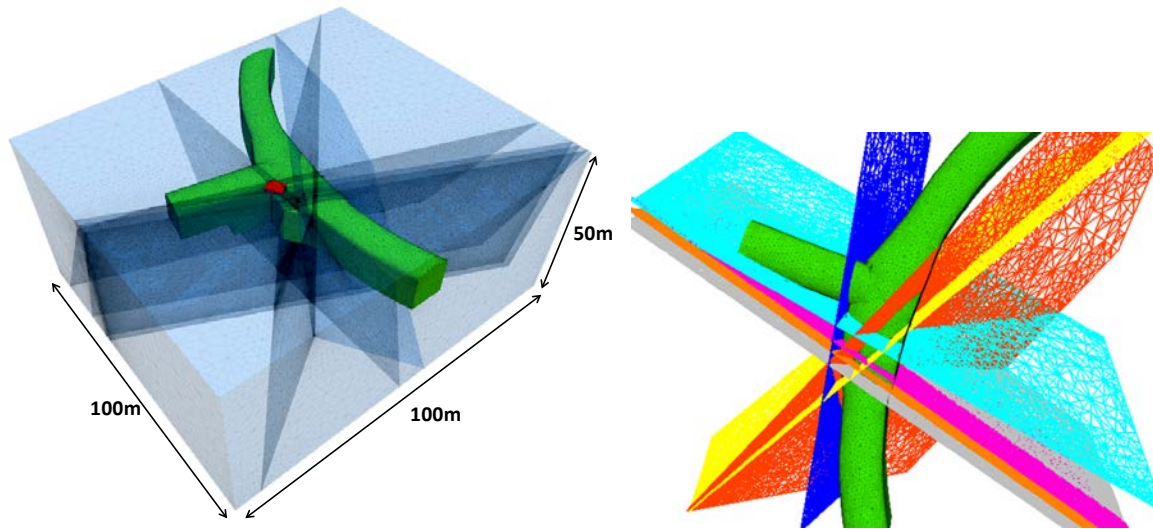


Figure 1. Schematic figure showing the model of the tunnels (in green), the fracture planes, the surface loading area (in red) and the model boundary dimensions.

The rock mass properties reflect Q-values in the range 1–4 which represents the “typical” rock mass case in the area according to Söder (2005). Table 1 presents the set of rock mass properties used in this study. Only the minimum rock mass property values were used as a conservative measure. No sensitivity to this aspect was considered in the study.

Drilling had shown that some of the fractures in the area had clay infilling. It is well known that clay-filled fractures can have a lower friction angle than clean ones (Byerlee, 1978) and they could potentially affect the stability when higher loads are applied. Therefore, the properties used for the fracture planes reflect the weakening effect of the clay infilling. Table 2 shows the set of fracture properties used in this study. No sensitivity to this aspect was considered in the study.

2.1 In situ stress state

When conducting analyses of this type, care must be taken to use an initial in situ stress state that is compatible with the assigned strength of the rock mass, such that yielding of the rock mass does not occur as a result of the installation of the initial in situ stresses. Because the rock mass strength used in the models represented the lowest case in the area, the installation of the initial typical in situ stress (Söder, 2005) caused yielding of the rock mass. For this reason, a compatible stress state based on the typical in situ state in the area was used in the models. Compatibility can be estimated analytically simply by comparing the estimated in situ stress functions (Söder, 2005) to the estimated Mohr-Coulomb rock mass strength. For the purpose of this study, a minimum FoS of 1.1 against shear failure was assumed for compatible conditions to exist. A detailed explanation of this procedure is included in Brandshaug and Rosengren (2007) and Mas Ivars and Hebert (2011).

Table 1. Rock Mass Properties (Brandshaug and Rosengren, 2007).

Parameter	Q = 1-4
Young's Modulus (GPa)	5/8/14 ^(a)
Poisson's ratio	0.25/0.25/0.25
Cohesion (MPa)	1.1/1.3/1.6
Friction angle (°)	32/34/36
Tensile strength (MPa)	0.1/0.1/0.1
Dilation angle (°)	7/7/7
Density (kg/m ³)	2700

(a) minimum/typical/maximum

Table 2. Fracture Properties.

Parameter	
Normal stiffness (GPa/m)	100
Shear stiffness (GPa/m)	10
Cohesion (MPa)	0
Friction angle (°)	25

The major (most compressive) horizontal stress is oriented N20W (Söder, 2005) and the compatible stress state magnitude considered in this study is described by the following equations.

$$\begin{aligned}
 \sigma_H &= 3.4 + 0.057 z \quad [\text{MPa}] \\
 \sigma_h &= 2.3 + 0.028 z \quad [\text{MPa}] \\
 \sigma_V &= \rho g z \quad [\text{MPa}]
 \end{aligned} \tag{1}$$

- where σ_H = the most compressive horizontal component of stress (in MPa),
 σ_h = the least compressive horizontal component of stress (in MPa),
 σ_V = the vertical component of stress (in MPa),
 z = distance below ground surface (m),
 ρ = bulk rock-mass density (kg/m³), 2700 kg/m³ used,
 g = gravitational acceleration

2.2 Ground support properties

The specific ground support design used to simulate the present reinforcement was provided in design drawings by Sweco Infrastructure AB. Grouted rock bolts and steel-fiber reinforced shotcrete are used. Only the systematic bolting (rock bolts of 4m length with 1.7m by 1.7m spacing) and the reinforced shotcrete were included in the FLAC3D

model (Figure 2). The spot bolting described was mostly placed in the lateral walls for support of potentially unstable rock blocks and was not included in the model. The partial coefficients, characteristic values and design values for the grouted rock bolts, for the anchors to be installed as further reinforcement (Figure 3) and for the steel-fibre reinforced shotcrete of strength class C32/40 were obtained following the appropriate guidelines

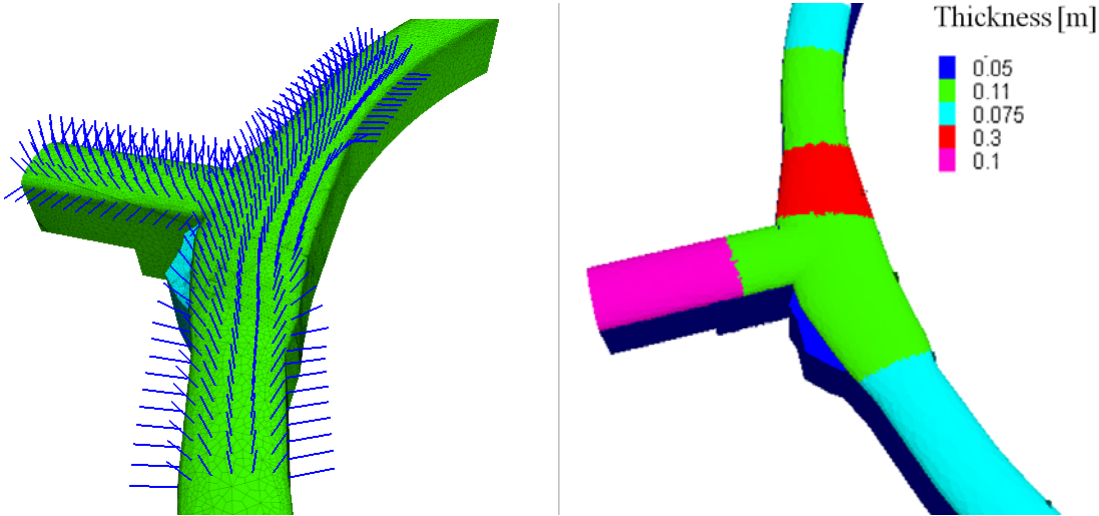


Figure 2. Schematic figure showing the systematic bolting (left) and the thickness of the shotcrete layer (right) as represented in the model. The concrete pillar is also visible in clear blue (left) and dark blue (right).

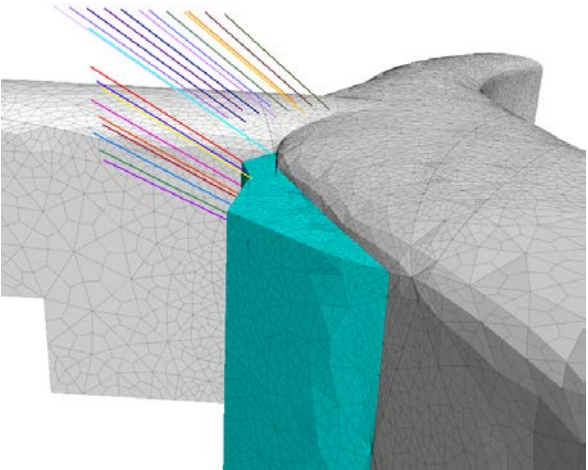


Figure 3. Schematic figure showing the location of the anchors (those embedded in the concrete pillar and those “floating”) in relation to the excavation (in grey) and the concrete pillar (in blue) as represented in the model.

(Boverket, 1999; Boverket, 2004; Malmgren, 2001; Vägverket, 2004 and Itasca, 2010). The actual values can be found in Mas Ivars and Hebert, (2011).

Due to the good quality of the rock mass the adhesion between rock surface and shotcrete was represented by a 0.5MPa cohesion and a 35° friction angle. The stiffness of the interface between rock and shotcrete was assigned a value of 100 GPa.

The concrete pillar was modelled as a Mohr-Coulomb material. Partial coefficients, characteristic values and design values for the concrete pillar (Strength Class C35/45) can also be found in Mas Ivars and Hebert, (2011).

The adhesion between concrete and rock wall was given a friction angle of 35° and two different cohesions were modelled; 0.5 MPa and 0 MPa. The normal and shear stiffness of the interface between rock and concrete pillar were assigned a value of 200 GPa.

3. SIMULATION SEQUENCE

The modeling sequence was as follows:

- Initial equilibrium with compatible in situ stress.
- Excavation of the tunnels at once
 - Equivalent counter forces were applied in the periphery of the tunnel to prevent the dynamic shock due to the one-step excavation.
 - These forces were then reduced to 0 in stages allowing the model to reach equilibrium with minimum dynamic effect.
- The rock mass was allowed to reach 50% of the total deformation induced by the excavation before the present support (shotcrete and rock bolts) was installed.
- Equilibrium after present support was installed.
- Installation of the concrete pillar and the new anchors (depending on the case the anchors and the concrete pillar are included or not).
- The surface vertical load induced by the foundation and the building (Figure 1) was applied gradually until 100% of the total estimated load (63000kN) was reached.

4. RESULTS

The simulations in this study used characteristic property values. The effects of the coefficients and load factors were taken into account only in a “post-processing” sense, as they are applied to the predicted results of the model.

The criteria used in the models for evaluating tunnel stability were force-equilibrium and constant displacements in the rock mass. If force-equilibrium was reached without excessive rock-mass displacements, then stable conditions were achieved. Because FLAC3D uses an explicit solution scheme, many calculation cycles are required before stable conditions may be achieved. In each calculation cycle, FLAC3D determines an increment of displacement. This increment decreases when the solution approaches

equilibrium. Hence, stable rock-mass conditions in the models are identified by displacements that reach constant acceptable values or velocities that become vanishingly small.

In addition to monitoring displacements, the presence and regional extent of inelastic rock-mass response, while not a direct measure of stability/instability, convey a potential for unstable conditions. Results on plasticity can be found in Mas Ivars and Hebert (2011).

4.1 Excavation and present reinforcement (grouted rock bolts and shotcrete lining)

Even though most of the displacement at the surface of the excavation takes place during the excavation and present reinforcement stage, still the induced displacements are rather small in general. The maximum displacements during excavation and reinforcement are in the range of 1.5 to 2.1cm in the areas where the fracture planes intersect each other. Farther away from those areas the displacements never reach values larger than 1 cm.

A similar trend is observed in the vertical displacement at surface level. Maximum vertical surface displacement reaches around 2.1cm upwards (due to the large horizontal to vertical in situ stress ratio) and 0.7 mm downwards in the largest span area where the fractures intersect each other.

The upwards displacements in the shotcrete liner reach up to a maximum of 1.45cm at this stage and they show the clear influence of the displacement along the fracture planes.

The compressive forces acting on the rock bolts cause 7.7% of the bolts to reach their characteristic yield strength. These rock bolts are aligned with two fracture planes that intersect in the larger span area. There is no rock bolt tensile failure since the predicted strains in 100% of the rock bolts are less than 48% of the characteristic axial strain capacity.

4.2 Installation of anchors and concrete pillar and surface loading stage

The main objective of this study was to assess the role of the concrete pillar and the anchors in the stability of the excavations once the surface load has been applied. For this reason a number of cases were simulated (Table 3).

The loads and displacements induced by the surface load are small in general and also when compared to those developed during the excavation and initial reinforcement stages.

The addition of the surface load causes a decrease in the upwards displacement on the shotcrete lining induced during the excavation and reinforcement stage. The maximum displacement is around 8 to 9mm and the effect of the concrete wall is unnoticeable.

The concrete pillar does not have a large effect on the loads in rock bolts and shotcrete or on the plasticity induced by the surface load. Nonetheless, most of the – rather limited - differences between the studied cases are due to the concrete pillar. When the surface load

Table 3. Differences between the six study cases modelled.

	Concrete wall Young's modulus	Adhesion concrete/rock	Anchors
Case 1	34 GPa	0.5 MPa / 35 ^{o(a)}	No
Case 2	No concrete pillar	No concrete pillar	No
Case 3	34 GPa	0.5 MPa / 35 ^o	Yes
Case 4	34 GPa	0 MPa / 35 ^o	Yes
Case 5	11.6 GPa	0.5 MPa / 35 ^o	Yes
Case 6	11.6 GPa	0 MPa / 35 ^o	Yes

(a) Cohesion / friction angle between concrete and rock

(b) Short term concrete Young's modulus

(b) Long term concrete Young's modulus

is applied without the concrete pillar the total displacements on the boundary of the excavation under the surface load area increase from around 1cm to 1.6cm, and the areas with larger displacements (in the order of 1.8 to 2.1cm), where the fractures intersect each other, grow in span (Figure 4, left). With the addition of the concrete pillar the total displacements under the surface loading region stay around 1cm in magnitude, not experiencing a noticeable increase during the loading phase. However, the presence of the concrete wall, although able to diminish the span, is not capable of completely limiting the

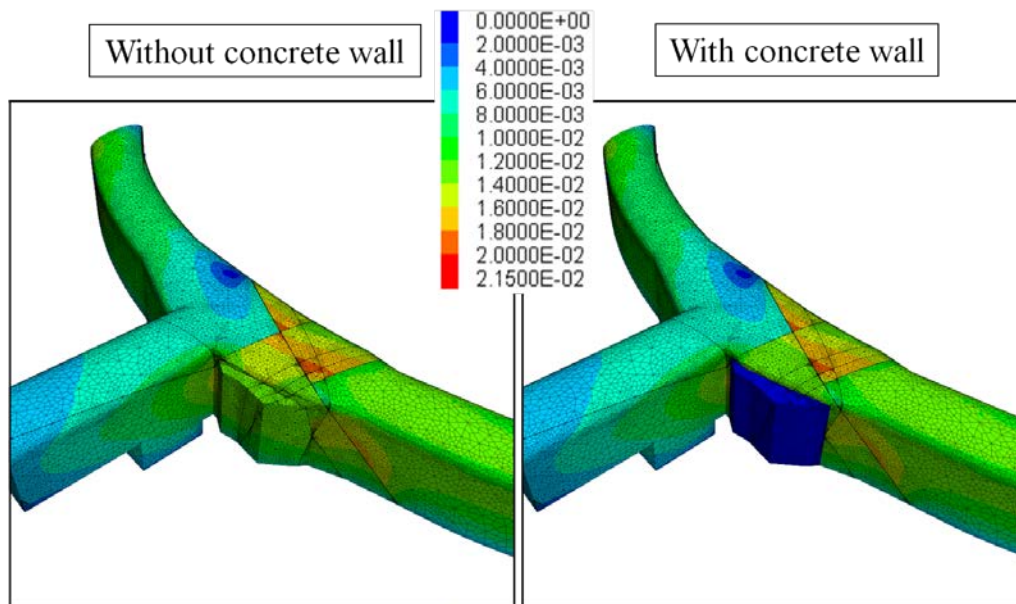


Figure 4. Contour plot of rock mass displacement at the excavation boundary (in m) for: case 1 (concrete pillar but no anchors, right) and case 2 (no concrete pillar and no anchors, left) after surface loading has been applied.

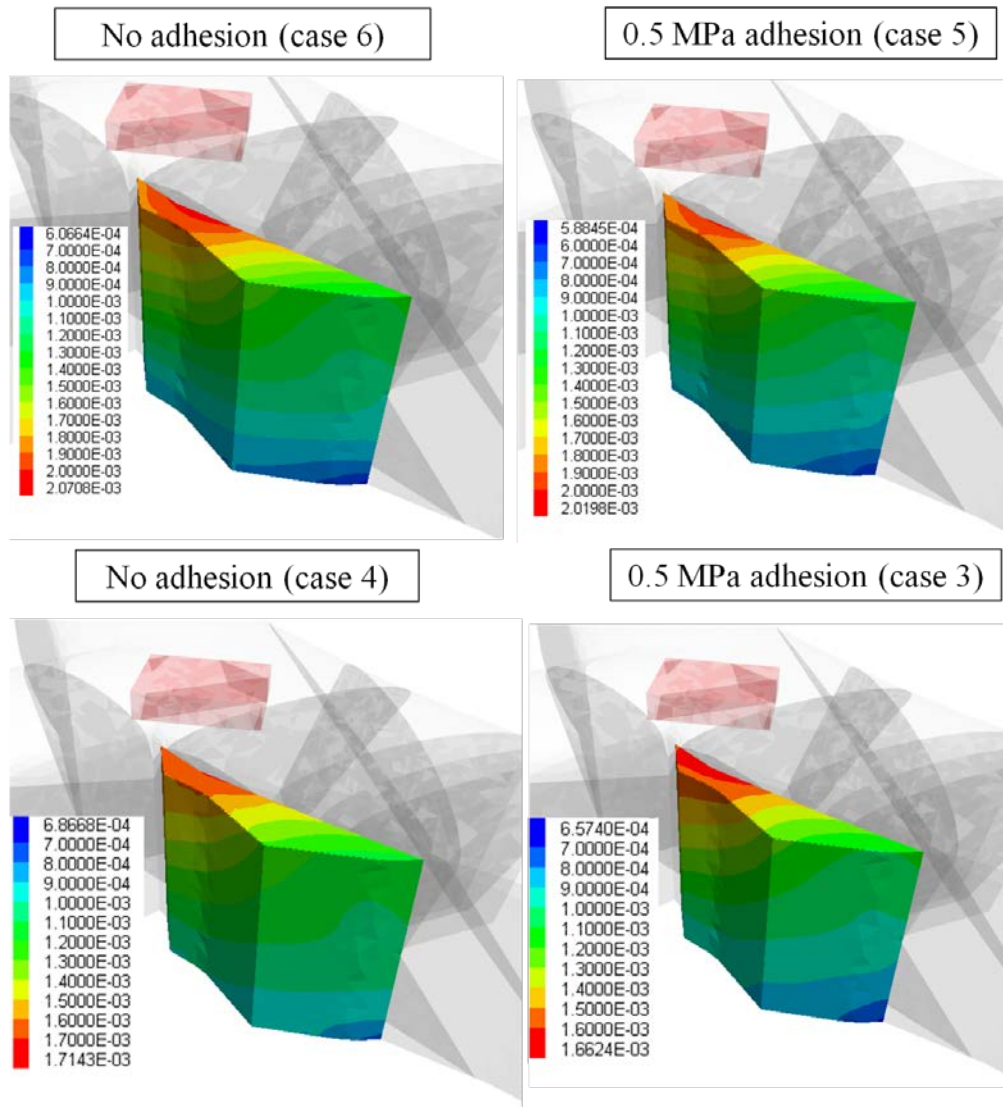


Figure 5. Contour of displacements (in m) in concrete pillar after surface loading (dark red rectangle) has been applied for: case 3 (short term concrete Young's modulus) and case 4 (short term concrete Young's modulus), case 5 (long term concrete Young's modulus) and case 6 (long term concrete Young's modulus).

larger displacements (1.8 to 2.1cm) induced by the surface loading in the area of intersection of the fractures (Figure 4, right).

Increasing the adhesion between the concrete and the rock slightly decreases the displacements experienced by the concrete pillar, but increases the compressive and tensile stresses carried by the pillar. Reducing the Young's modulus of the concrete pillar from its

short term (34GPa) to its long term value (11.6GPa) causes the displacement on the concrete pillar to increase (Figure 5) and the compressive and tensile stress on the pillar to slightly decrease.

The addition of the anchors has no noticeable effect on the loads in rock bolts, on the hoop forces in the shotcrete, on the plasticity induced by the surface load, or on the displacements of the boundary of the excavation, of the shotcrete lining and of the surface. However, it diminishes slightly the displacements of the concrete pillar and increases minimally the compressive and tensile stresses in the pillar. It also slightly diminishes the bending moments in the shotcrete.

The results show that the maximum compressive axial force in the retaining anchors (embedded in the concrete pillar) and the floating anchors never reaches more than 8.4% and 52.3% of its characteristic value respectively. These results indicate that there is no compressive yielding in the anchor elements in any of the cases simulated. Additionally, the axial strain on the anchors is very low, less than 2% of their strain capacity (characteristic value) so there is no tensile yield either. The axial forces in the anchors are slightly larger when the long term Young's modulus of the concrete pillar is considered instead of the short term modulus and also when no adhesion is considered between the concrete wall and the rock instead of 0.5MPa adhesion.

It must be noted that in all the cases modeled, upon application of the load the main tunnel and the exit ramp remain stable. Further results can be found in Mas Ivars and Hebert (2011).

5. CONCLUSIONS

A three-dimensional numerical study has been undertaken as part of the design work for the Northern Link (Norra Länken) in Stockholm. The results from this 3D modeling analysis represent a conservative scenario in various aspects:

- (1) the fracture planes are represented as infinite as no other information is available to this respect,
- (2) in order to represent the reduction in strength due to the possible clay infilling all the fractures included in the model have lower friction angle than the usually encountered in this type of structures in the Stockholm area, and
- (3) the rock mass strength used in the models is the minimum value of the "typical" range of values estimated for the rock mass strength in the area.

It is important to view the results of this study in the context of the idealizations represented by the models. Rather than taking note of specific displacements or individual bolt forces and forces and moments in the shotcrete, the focus should be on the trend of the displacements, and the bolt and shotcrete responses. These trends convey a tunnel system that remains stable upon application of the surface load in all the cases modeled.

The predicted results do not account for the precise local variations in structure and rock quality which may exist in situ. Such variations may cause bolts and shotcrete to yield in local areas not predicted in these models.

REFERENCES

- Boverket. (1999) "Boverkets konstruktionsregler," BKR, BFS 1993:58 med ändringar t.o.m. BFS 1998:39.
- Boverket. (2004) Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04.
- Brandshaug, T and Rosengren, L. (2007) 3D Numerical Stability Analyses of the Northern Link Road Tunnels at the IHT 301 and YHT 302 Ramp Connections near KTH. Prepared for SWECO AB. ICG06-2352-5R.
- Byerlee, JD. (1978) The friction of rocks. *Pure and Applied Geophysics*, 116, 615-629.
- Itasca Consulting Group, Inc. (2010) FLAC3D 4.0. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc.
- Malmgren, L. (2001) Shotcrete Rock Support Exposed to Varying Load Conditions, Licentiate Thesis 2001:64, Luleå University of Technology, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics.
- Mas Ivars, D and Hebert, Y. (2011). 3D stability analysis modeling including the effect of concrete layer on wall –Norra Länken 11R-010. Report submitted to Sweco Infrastructure AB.
- McNeel & Associates (2011). Rhinoceros NURBS modeling for Windows. Version 4.0, SR9.
- Simulation Works, 2011. KUBRIX, complex grid generation for mining and petroleum geomechanics.
- Söder, C-O. (2005) "Tolkning av bergmekaniska egenskaper vid KTH Maskin, Underlag för numerisk analys," SWECO VBB, Norra Länken, Roslagstull NL35 Bergtunnlar Värtan, PM2, 2005-11-02.
- Vägverket. (2004) "Allmän teknisk beskrivning för vägtunnlar — Tunnel 2004," Vägverket Publikation 2004:124.
- Wickström, L. (2010) E4/E20 Tomtebodasödra. NS13 Vägtunnel. Dimensionering av bergförstärkning vid belastningspunkter (3B070002.docx).

METODFÖRSLAG TILL TIDIG VARNING AV SPRÖDA BROTT I DJUPA GRUVOR GENOM TÖJNINGSOVERVAKNING

A proposed method for early warning of brittle failure in deep mines by strain monitoring

Yanting Chang, Geton Consulting AB

Sammanfattning

Denna artikel presenterar ett helhetssystem för en förbättrad prognos och tidig varning för spröda bergbrott i samband med gruvbrytning på stora djup. Sådana spröda brott i form av smällberg eller spjälkning utgör en betydande och växande risk vid gruvproduktion. Tillförlitlig prognos och tidig varning anses vara en väsentlig del för hanteringen av stabilitetsproblem orsakade av spröda bergbrott. Det föreslagna systemet bygger på töjningsmätning och -analys. Denna artikel omfattar följande ämne:

- Bergets beteende vid spröda brott
- Beskrivning av töjningsväg och säkerhetsindex
- Praktiska metoder för töjningsmätning
- Prognos, larmgränser och möjliga åtgärder för spröda brott.

Det är författarens fulla övertygelse att dessa föreslagna larmgränser och åtgärder tillsammans med metoderna för töjningsmätning kan utgöra ett tillförlitligt system för prognos och tidig varning för spröda brott i gruvor på stora djup.

Summary

This article presents a comprehensive system for improved forecasting and early warning of brittle rock failure during mining at great depths. Such brittle failure in the form of rock bursts or spalling is a significant and growing threat to robust mining production. Reliable forecasting and early warning is considered an essential part of handling stability problems caused by brittle failures. The proposed system is based on strain measurement and strain analyses. This article covers the following topics:

- Behaviour of hard rock at brittle failure
- Description of strain path and safety index
- Practical methods for strain measurement
- Forecast, warning limits and possible counter measures for brittle failures.

It is believed that these proposed warning limits and counter measures, together with the proposed methods for strain measurement can provide a reliable early warning system of brittle failure in mines at great depths.

1. Inledning

Den höga töjningsenergin som frigörs vid gruvbrytning på stora djup är huvudorsaken till plötsliga och ibland explosiva brottförlopp. Dessa spröda brott kan sin tur orsaka kostsamma produktionsavbrott, skador på brytningsorter samt utgör en stor säkerhetsrisk för personalen. Gruvorna i Sverige som i övriga delar av världen avsänks till större djup, samtidigt som krav på säkerheten och arbetsmiljön inom gruvverksamheter höjs. En ökning av spröda brott i svenska gruvor har uppmärksammats under det senaste årtiondet och behovet av att kontrollera stabilitetsförhållandena är därför betydande.

Prognos och tidig varning för sådana spröda bergbrott anses vara en väsentlig del i stabilitetskontrollen vid gruvbrytning. Med en tillförlitlig prognos under gruvplaneringskedet kan brytningsordning och förstärkningsåtgärder optimeras. Med ett varningssystem under gruvbrytningen är det önskvärt att dessa skadliga spröda brott kunna upptäckas i tidigt skede, så att åtgärder kan vidtas, t.ex. ändrad brytningsordning, bergförstärkning och spänningsavlastning.

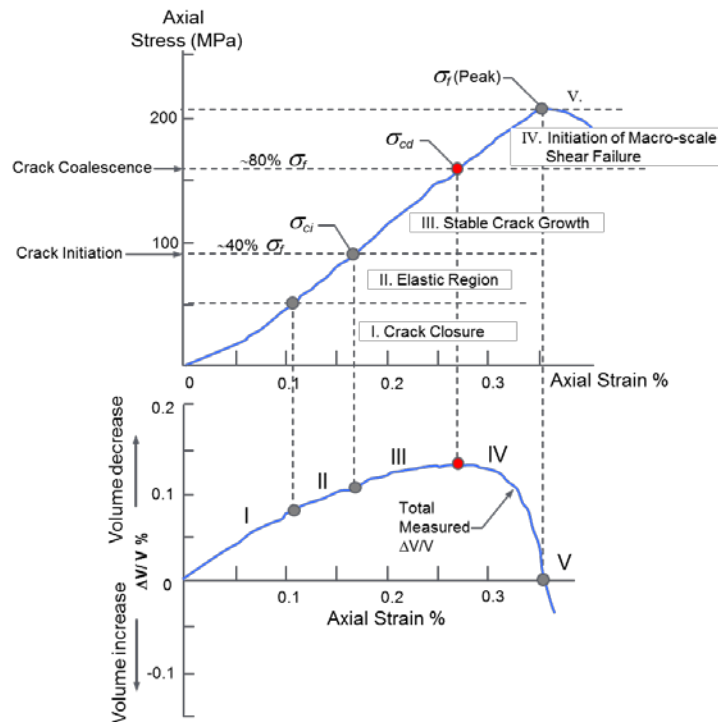
Denna artikel presenterar ett helhetssystem för en förbättrad prognos och tidiga varning för spröda bergbrott. Det föreslagna systemet bygger på töjningsanalys och mätning. Den största fördelen med ett töjningsbaserat system är att töjningsmätning i berg är enklare att genomföra och ger ett mer tillförlitligt resultat än spänningsmätning.

2. Bergets beteende vid spröda brott

I samband med gruvbrytning skapas ett hålrum i berget och det initiala tillståndet blir förändrat. Som en konsekvens bildas en koncentrationszon av töjningsenergin kring hålrummet, som vid för hög nivå frigörs i form av brott i berget. Om berget har en hög styvhet och hållfasthet kan förloppet av den energifrigörelsen vara mycket snabbt och ibland våldsamt och då sker smällberg eller bergspjälkning.

I samband med frigörelsen av töjningsenergin sker töjningsförändringar i berget. Omfattande studier om mekanismer vid spröda brott har utförts vid laboratorietester och numeriska simuleringar. Sedan införandet av styva och servostyrda testmaskiner med töjningskontroll har omfattande laboratoriestudier utförts om töjningsförändringar under hela belastningsförloppet, speciellt i det s.k. post-brottstadiet. Redan på 1970-talet påpekade Cook att bergprovers volymförändring inte var en ytlig företeelse, utan ett väsentligt kännetecken på bergprovernas tillstånd i olika faser under belastningsförloppet. Resultaten från senare studier visar att förändringen av volymtöjning är tydligt förknippade med sprickutveckling vid olika belastningsstadier. Figur 1 redovisar de typiska kurvorna från ett hårt bergprov, där följande stadier har identifierats av bl.a. Pris (1979) och Martin (2001):

Stadie I – Initial konsolidering där sprickorna trycks ihop och bergprovet uppvisar tydlig volymminskning.



Figur 1: Olika skeden vid typisk laboratorietest (förenklad efter Martin, 2001)
Different stages from a typical laboratory test.

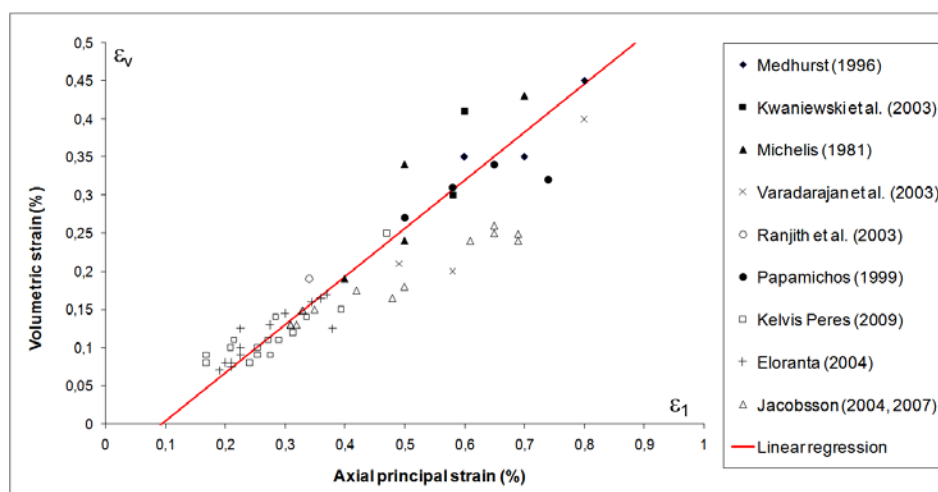
Stadie II – Linjärt elastiskt stadium, där töjningarna kan återgå nästan helt vid avlastning. Den övre gränsen av detta stadium är ca 40% av den högsta brottspänningsnivån.

Stadie III – Berget börjar övergå från volymminskning till volymökning. Då sker en tillväxande sprickutveckling i berget. Slutet av detta stadie är den punkten när bergprovets volym under hela belastningsförloppet är som minst (d.v.s. $\partial\varepsilon_v/\partial\varepsilon_1=0$). Vid denna gräns ligger spänningen på ca 80% till den högsta brottspänningsnivån.

Stadie IV – Detta stadie kännetecknas av en accelererande volymökning (d.v.s. $\partial\varepsilon_v/\partial\varepsilon_1 < 0$). Då har sprickkluster förenas och berget utsatts för omfattande skador (*progressive cracking*). Bergprovet har i slutet av detta stadie sin högsta bärförmåga.

Stadie V – Då har berget passerat sin spänningsbärförmåga och brottförloppet påbörjas. För hårda bergarter är ofta brottförloppet väldigt kort, vilket benämns som sprött brott.

Sammanfattningsvis kan det understrykas att kort innan bergprovet förlorar sin bärförmåga pågår en tillväxande sprickutveckling i provet. Kännetecknen på den sprickutvecklingen är övergången från volymminskning till volymökning, d.v.s. när volymtöjningen är som minst i $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ diagrammet i figur 1.



Figur 2: Förhållande mellan ε_v och ε_1 vid övergången från volymminskning till volymökning. Enligt data samlade från litteraturstudier (Chang, 2011).
Volumetric strains and axial strain corresponding to maximum compaction. Compiled test data collected from literature studies

Denna punkt definieras som skadegräns (*damage limit*) och används som gränsen för tidig varning av sprött brott i denna artikel (se avsnitt 5). Denna gräns kan också beskrivas som $\partial\varepsilon_v/\partial\varepsilon_1 = 0$.

Den största fördelen med att definiera varningsgränser med endast töjningar är bl. a. att det är mycket enklare och kostnadseffektivare att mäta töjningar än spänningar i berg. Dessutom är det nästan omöjligt att varna sådana spröda brott genom att mäta spänningar, eftersom spänningarna inte uppvisar något tydligt tecken före brottet.

Figur 2 redovisar en sammanställning av resultaten från laborietest av hårda bergarter, där de minsta volymtöjningarna och motsvarande största huvudtöjningarna vid skadegränsen (*damage limit*) är inritade. Figuren visar att det finns ett tydligt linjärt samband mellan ε_v och ε_1 vid skadegränsen. Detta linjära förhållande som definierar övergångsgränsen från elastiskt tillstånd till tillväxande sprickutveckling kan beskrivas med följande ekvation (Chang, 2006):

$$\varepsilon_v = \kappa \cdot \varepsilon_1 - \varepsilon_c \quad (1)$$

där ε_v är den totalvolymtöjningen; ε_1 är den största totalhuvudtöjningen; κ och ε_c är parametrar som kan användas för beskrivning av efter-brottbeteende (Chang, 2006).

Här bör understrykas att skadekriteriet (*damage criterion*) enligt ekvation (1) innefattar alla töjningskomponenter, eftersom $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$, därför är ekvation (1) ett 3-dimensionellt skadekriterium.

3. Beskrivning av töjningsvägar och säkerhetsindex

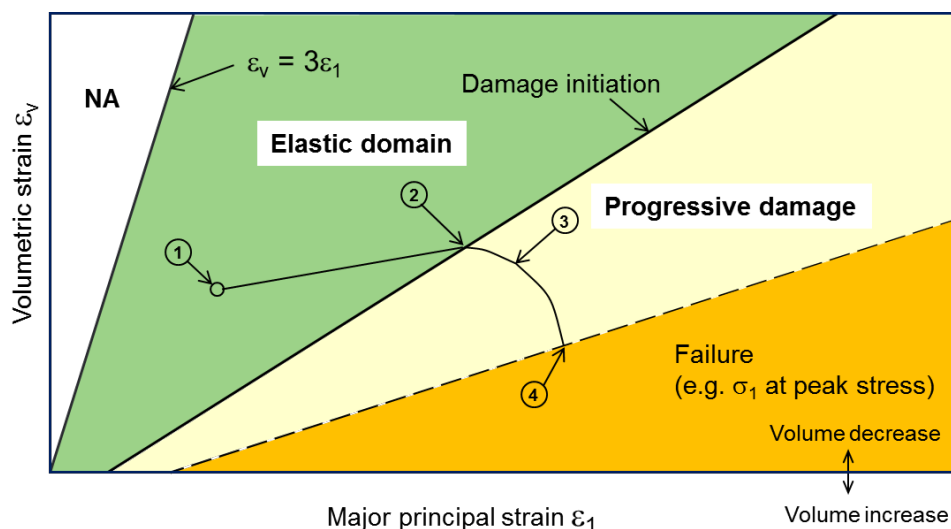
För att underlätta användningen av töjningsdata har en metod som kallas ”töjningsväganalys” utvecklats av Chang (2006, 2011). Baserat på de nämnda resultaten från laborietesterna kan följande domäner definieras i den $\varepsilon_v - \varepsilon_l$ rymden (se också figur 3):

- Elastisk domän, där volymtöjningen ε_v ligger mellan skadegränsen $\kappa \cdot \varepsilon_l - \varepsilon_c$ och $3\varepsilon_l$. Det kan bevisas att ε_v inte kan vara större än $3\varepsilon_l$.
- Domän för progressiv skada, där ε_v har passerat skadegränsen, dvs $\varepsilon_v \leq \kappa \cdot \varepsilon_l - \varepsilon_c$. Inom denna domän pågår tillväxande sprickutveckling i berget. Men berget har fortfarande viss bärförmåga kvar till brott.
- Domän för brott, där spänningen har nått bergets hållfasthet och berget börjar förlora sin bärförmåga. För hårt berg med hög hållfasthet kan detta förloppet vara mycket snabbt och våldsamt.

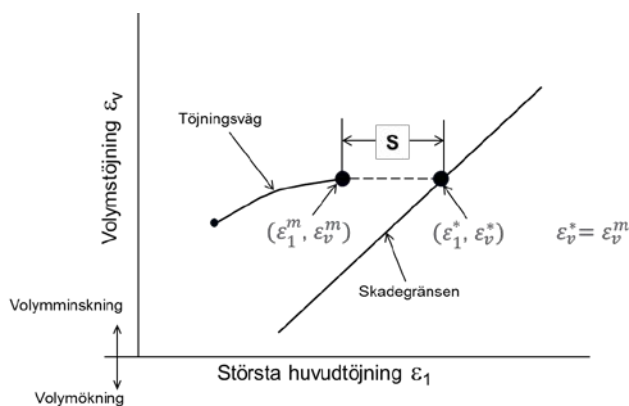
Genom att följa upp ε_v i förhållande med ε_l för ett specifikt område kan en s.k. töjningsväg ritas i den $\varepsilon_v - \varepsilon_l$ rymden. Punkt ① i figur 3 motsvarar det initiala töjningstillståndet för ett specifikt område. Denna punkt brukar ligga inom den elastiska domänen. Initialtöjningarna kan bestämmas genom mätning, t ex med hjälp av samma metoder för överborrning. Den teoretiska grunden för bestämning av initialtöjningen har beskrivits av Chang (2011).

Om töjningsutvecklingen följs upp kontinuerligt under gruvbrytning, kan läget på den senaste punkten av töjningsvägen användas som indikator på bergets tillstånd. Om töjningsvägen närmar sig skadegränsen tyder det på att berget är på väg in i det tillväxande sprickutvecklingsstadiet. Om töjningsvägen har nått skadegränsen, punkt ② i figur 3, tyder det på att berget har gått över till domänen för progressiv skada och belastningen har nått ca 80% av bergets bärförmåga. Denna gräns kan användas som den första larmgränsen (se avsnitt 5 för detalj). Om töjningsvägen senare visar en brant lutning, t.ex. över 80 grader, tyder det på att belastningen i berget är i närheten av bergets hållfasthet och att brott kan inträffa. För gruvor i hårt berg på stora djup kan brottet medföra smällberg eller spjälkning.

Det är värt att påpeka att töjningsvägarna erhålls genom att inrita uppmätta värden på ε_v och ε_l direkt i $\varepsilon_v - \varepsilon_l$ rymden, utan att genomföra någon numerisk analys. Därför är töjningsvägsmetoden ett direkt analysverktyg, som kan på ett enkelt och snabbt sätt uppvisa bergets tillstånd.



Figur 3: Olika domäner i $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ rymden och ett exempel på töjningsväg (Chang, 2011)
The $\varepsilon_v - \varepsilon_1$ space with different domains and an example of a strain path



Figur 4: Definition av säkerhetsindex S
Definition of safety index S

Med hjälp av töjningsvägen kan även en säkerhetsindex, S , definieras enligt följande:

$$S = \varepsilon_1^* - \varepsilon_1^m \quad (2)$$

Säkerhetsindexet är nämligen det horisontala avståndet från den aktuella töjningspunkten till skadegränsen (se figur 4). Värdet på ε_1^* kan bestämmas med hjälp av ekvation (1), d.v.s.

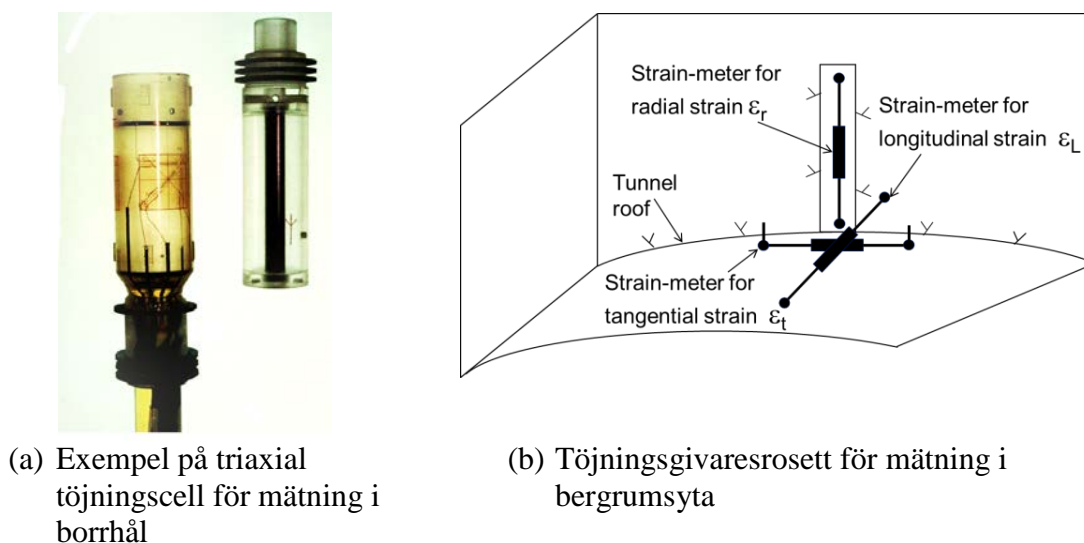
$$\varepsilon_1^* = \frac{\varepsilon_v^m + \varepsilon_c}{k} \quad (3)$$

där ε_1^m och ε_v^m är uppmätta totalvärden på den största huvudtöjningen respektive volymtöjningen.

4. Metoder för töjningsmätning

Töjning i berg kan mätas genom töjningsgivare eller beräknas från uppmätta deformationer. Sakurai (1981) presenterade en metod för att uppskatta töjningsfält baserat på mätdata från extensometrar och konvergensmätningar. Deformationsmätning med extensometrar är dock kostsam.

Eftersom spröda brott i gruvor är ytbrott, är det tillräckligt att mäta töjningar nära bergrumssytan. För detta ändamål kan två mätmetoder användas, nämligen borrhålstöjningsgivare och töjningsgivaresrosett (se figur 5).



Figur 5: Metoder för töjningsmätning i samband med gruvbrytning

Methods for strain measurements associated with mine excavations

Borrhålstöjningsgivare kan användas för installation framför drivningsfronten, helst på ett avstånd av ca 2-3 gånger ortens diameter för att vara utanför ortens influensområde. I kombination med mätning av initial töjning och borrhålstöjningsmätning framför drivningsfronten kan en komplett töjningsväg framställas. Med hjälp av skadegränsen enligt ekvation (1) kan bergets säkerhetsindex S övervakas fortlöpande.

Töjningsgivaresrosetten består av tre avståndsmätare med givna längder. En givare installeras inne i ett kort borrhål (ca 30-50 cm) vinkelrätt mot bergrumssytan. Två givare monteras på bergrumssytan, riktade längs, respektive vinkelrätt drivningsaxeln. Ingenjörsmässigt kan volymtöjningen antas vara $\epsilon_v = \epsilon_t + \epsilon_L + \epsilon_r$. Töjningsgivaresrosetten installeras bakom drivningsfronten och skyddas med sprutbetong eller liknande. Den kompletta töjningsvägen kan inte framställas med hjälp av mätningar från töjningsgivaresrosetten, eftersom en del av deformationen redan har skett innan installationen av töjningsgivaresrosetten (Chang 1994). Trots detta kan töjningsgivaresrosett ändå användas för töjningsövervakning. Till exempel, om

mätningen visar att berget har övergått från volymminskning till volymökning, kan det betyda att berget har kommit in i stadiet med tillväxande sprickutveckling.

Jämfört med borrhålstöjningsgivare, vars storlek är ca 1-3 cm, är en stor fördel med töjningsgivaresrosett att de mäter på en något större yta (20-30 cm). Då blir påverkan av bergets mikro-strukturer, t ex kristaller, obetydlig, vilket innebär att töjningsgivaresrosett kan ha högre tillförlitlighet än borrhålstöjningsgivare.

5. Beskrivning av varningssystem

Det föreslagna varningssystemet för spröda brott i djupa gruvor består av följande delar:

- Prognos
- Töjningsmätning
- Larmgränser och åtgärdsplan

Prognoser av farliga spröda brott ska vara en väsentlig del av planeringen för gruvlayout och brytningsordning. Dagens prognosverktyg är baserad på spänningsanalys och har betydande praktiska begränsningar. Den största orsaken är att det är väldigt svårt och opraktiskt att mäta spänningarna i berg. Den föreslagna töjningsbaserade prognosmetoden utgörs av samtliga eller delar av följande

- Mätning av initialtöjning
- Laborrietester av bergprover
- Numerisk modellering av töjningsfördelning

Som nämnts tidigare kan startpunkten för en töjningsväg bestämmas av data på initialtöjningar, vilka även kan användas som indata till den numeriska modellen. Resultaten från laborrietesterna används för att definiera skadegränsen för det aktuella fallet. Enaxiellt test bedöms vara tillräcklig eftersom berget i verkligheten utsatts för enaxiell belastning i närheten av bergrumsytan. Med hjälp av numerisk modellering kan töjnings- och säkerhetsindexfördelning kring gruvorter studeras. Resultaten kan även användas bl. a. för bestämning av placering av töjningsövervakningspunkter.

Som nämntes i avsnitt 4 föreslås två metoder för töjningsmätning. I kombination med mätning av initialtöjningar och borrhålstöjningsmätning framför drivningsfronten kan en komplett töjningsväg bestämmas. Däremot kan en ”relative” töjningsväg bestämmas med töjningsgivaresrosett. För de två töjningsvägtyperna anges nedan respektive larmgränser och åtgärdsplaner.

Larmgränser och åtgärdsplaner baserat på komplett töjningsväg

Enligt definitionen av säkerhetsindex enligt ekvation (2), kan det initialsäkerhetsindexet bestämmas som:

$$S^0 = \varepsilon_1^{*0} - \varepsilon_1^0 ,$$

där $\varepsilon_1^{*o} = \frac{\varepsilon_v^o + \varepsilon_c}{k}$ samt ε_v^o och ε_1^o är värden på de initialtöjningarna. En stor fördel med

kännedom om initialtöjningarna är att man i förväg kan bedöma säkerhetsindex före gruvbrytningen och öka beredskapen för områden med högre risk.

För att förbättra varningssystemets tillförlitlighet under gruvbrytning baseras larmgränserna dels på det säkerhetsindexet S^m som bestäms enligt ekvation (2) och (3), och dels på förändringar av volymtöjningen $\Delta\varepsilon_v^m$. Tabell 1 redovisar förslag på larmgränserna och möjliga åtgärder.

Tabell 1: Larmgränser för komplett töjningsväg och möjliga åtgärder
Warning limits for complete strain path and counter measures

Larmgränser	Möjliga åtgärder
$S^m > 0$ och $\Delta\varepsilon_v^m > 0$	Tillräcklig säkerhet, inga särskilda åtgärder
<u>Larmgräns 1</u> $S^m \approx 0$ och $\Delta\varepsilon_v^m \approx 0$	<ul style="list-style-type: none"> • Besiktning av bergytan • Information till personalen om ökad uppmärksamhet • Ev ändring av brytningsordning eller förstärkning • Ökning av mätfrekvens
<u>Larmgräns 2</u> $S^m \ll 0$ och $ \Delta\varepsilon_v^m / \Delta\varepsilon_v^1 > 6$	<ul style="list-style-type: none"> • Avspärrning av aktuellt område • Förstärkningsåtgärder vidtas • Ökning av mätfrekvens

Larmgränser och åtgärdsplaner baserat på ”relativ” töjningsväg

Mätning med töjningsgivaresrosett kan förändring av volymtöjningen och den största huvudtöjningen övervakas. Däremot kan inte något säkerhetsindex enligt ekvation (2) och (3) bestämmas. Tabell 2 redovisar förslag till larmgränserna och möjliga åtgärder baserat på uppmätta förändringar av volymtöjningen och den största huvudtöjningen.

Tabell 2: Larmgränser för ”relativ” töjningsväg och möjliga åtgärder
Warning limits for relative strain path and counter measures

Larmgränser	Möjliga åtgärder
$\Delta\varepsilon_v^m > 0$	Tillräcklig säkerhet, inga särskilda åtgärder
<u>Larmgräns 1</u> $\Delta\varepsilon_v^m \approx 0$	<ul style="list-style-type: none"> • Besiktning av bergytan • Information till personalen för aktsamhet • Ev ändring av brytningsordning eller förstärkning • Ökning av mätfrekvens

<u>Larmgräns 2</u> $ \Delta\varepsilon_v^m / \Delta\varepsilon_v^1 > 6$	<ul style="list-style-type: none"> • Avspärning av aktuellt område • Förstärkningsåtgärder vidtas • Ökning av mätfrekvens
---	--

6. Slutsatser

Spröda brott i form av smällberg eller spjälkning utgör ett betydande och växande hot mot robust gruvproduktion i djupa gruvor. En tillförlitlig prognos och system för tidig varning för spröda bergbrott bör vara en viktig del av stabilitetskontrollen vid gruvbrytning. Denna artikel presenterar ett helhetssystem för förbättrad prognos och tidig varning för spröda bergbrott. Det föreslagna systemet bygger på töjningsanalys och töjningsmätning. Baserat på studier av hårda bergarters beteende vid spröda brott, har ett kriterium för *damage limit* utvecklats (Chang, 2006). I denna artikel definieras säkerhetsindex baserat på skadekriteriet och töjningsvägsanalysen. Med hjälp av säkerhetsindex tas larmgränser och motsvarande åtgärder fram. Det är författarens fulla övertygelse att dessa föreslagna larmgränser och åtgärder tillsammans med metoder för töjningsmätning kan utgöra ett tillförlitligt system för tidig varning för spröda brott i gruvor på stora djup.

Ett stort tack riktas till Fredrik Andersson, Geosigma, för givande diskussioner och noggrann språkgranskning. Hjälpen från Ingeborg van Ekris, ÅF, är mycket uppskattat.

Referenser

- Chang, Y. 1994. *Tunnel Support with Shotcrete in Weak Rock – A Rock Mechanics Study*. Doctoral thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- Chang, Y. 2006. *Criterion for rock strain strength and its application*. Proc. 4th Asian Rock Mechanics Symposium, 8-10 November, Singapore.
- Chang, Y. 2007. *Analytical solution of displacement for circular tunnel using strain strength criterion*. Proc. 11th ISRM Congress, 9-13 July, Lisbon, Portugal.
- Eloranta, P. 2004. *Oskarshamn site investigation - Drill hole KSH01A, Triaxial compression test*. Report no. P-04-183. Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co, Stockholm, Sweden.
- Larsson, K. 2005. *Seismicitet vdi brytning på stora djup*. SveBeFo Rapport nr 71.
- Leeman, E.R. & Hayes, D.I. 1966. *A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole*. Proc. of the first int. congr. on rock mechanics, vol.2. Lisbon, 1966.
- Ljunggren, C., Chang, Y., Janson, T. & Christiansson, R. 2003. *An overview of rock stress measurement methods*. Int J. Rock Mech. & Min Sci. 40 (2003) 975-989.

Martin, C.D. 1994. *The strength of massive Lac du Bonnet granite around underground opening*. Ph.D. Thesis. University of Manitoba.

Sakurai, S. 1981. *Direct Strain Evaluation Technique in Construction of Underground Opening*. Proc. 22nd U. S. Sympo. Rock Mech, MIT Cambridge, Mass, 278~282. 1981.



Box 5501
SE-114 85 Stockholm

info@befoonline.org • www.befoonline.org
Besöksadress: Storgatan 19



ISSN 0281-4714