



STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

BERGMEKANIKDAG

2007

Föredrag

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

**Föredrag vid
BERGMEKANIKDAG
I STOCKHOLM 12 MARS 2007**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 12, 2007**

FÖRORD

Fortsatt god konjunktur för berg- och tunnelteknik

Kiruna stad får maka på sig! När malmen ska brytas på allt större djup kommer sprickorna i marken ovanför hängväggen allt närmare järnvägen och bebyggelsen. Staden kommer att flyttas till ett lämpligare läge vid Luossavaara. Det är det mest påtagliga och smått spektakulära tecknet på dagens goda marknad för LKAB och svensk gruvindustri till följd av höga malmpriser. Andra tecken är Bolidens beslut att fördubbla produktionen i Aitik och att nya fyndigheter exploateras av flera aktörer på olika håll. Samtidigt byggs och planeras tunnelprojekt i våra stora städer som aldrig förr och därtill ett antal järnvägstunnlar ute i landet.

SKB:s undersökningar för att välja plats för kärnavfallets slutförvar går in i sitt slutskede. Alltjämt finns två kandidater, Forsmark och Oskarshamn, som båda ser fram emot möjligheten att få ytterligare högteknologisk verksamhet i kommunen. Flertalet av alla dessa projekt innebär stora krav, särskilt med hänsyn till omgivande miljö, både naturmiljö och befintliga anläggningar och verksamheter i närområdet. Exempelvis planerar man att Citybanan i Stockholm ska passera under tre befintliga nivåer av tunnelbanan i City och gå under Strömmen och Riddarfjärden, delvis i sänktunnel. I skrivande stund vet vi inte om projektet åter får klartecken av den nya regeringen efter det stopp man aviserade i höstas för att pröva om det är rätt åtgärd för att öka spårkapaciteten genom huvudstaden.

Antingen Citybanan blir av eller något annat alternativ så kan vi konstatera att det finns ett uppenbart och mycket stort behov av bergteknisk kompetens i landet, både i form av expertis för att lösa speciella problem och personal för att ta fram bygghandlingar och för att producera bergtunnlar med en kvalitet som svarar mot aktuella krav och specifikationer. Det gäller både formella krav och de förväntningar som allmänheten har på ett professionellt utförandet av projekt som i de flesta fall är beställda av samhället och direkt eller indirekt finansieras av "oss skattebetalare". Och "vi bergmekaniker" har en del av ansvaret att möta dessa förväntningar.

Kompetens för rätt kvalitet och kostnad

Vår årliga Bergmekanikdag bidrar förhoppningsvis till att sprida viktig kunskap och utbyta erfarenheter som till sist kommer allmänheten till godo i form av väl genomförda projekt med "rätt kvalitet till rätt kostnad", även sett i ett längre perspektiv. Beprövad teknik måste kombineras med introduktion av nya metoder som på sikt kan ta över och sin tur representera morgondagens väl beprövade teknik.

Hur prövar man då en ny metod som kan leda utvecklingen vidare och vem kan ta beslut om att använda den? Vi har en diskussionspunkt i dagens program med rubriken Normer och ingenjörskonst. Ett enkel svar på frågan är att regler och normer inte får vara så detaljerade och snäva att en god ingenjör inte kan föreslå och tillämpa en ny metod som han eller hon kan visa är överlägsen det som normen tillåter.

Det förutsätter i sin tur hög kompetens hos dem som ska godkänna ett avsteg eller en alternativ tolkning av en regel. I längden finns bara en lösning på detta dilemma – en god utbildning som grund för de kvalificerade ingenjörer som ska ta ansvar i olika roller inom vårt teknikområde och en hög nivå på den forskning som är knuten till utbildningen, samt att forskningen är relevant för de uppgifter som ska lösas i praktiken, nu och framgent.

Vi vidgar vårt nätverk

Det gångna året har varit framgångsrikt för SveBeFo i och med bättre förutsättningar för finansiering av våra projekt genom det gemensamma åtagandet från Banverket, Vägverket, SKB och Elforsk om projektfinansiering. Med nya former för huvudmannaskap i stiftelsen har vi också kunnat öka antalet huvudmän till för närvarande 25 jämfört med 16 för ett år sedan. Vår projektvolym har ännu inte ökat i den grad vi skulle önska men vi har en god ”orderingång” och räknar med en positiv utveckling under året, både i form av doktorandprojekt och utvecklingsprojekt med en mer tillämpad inriktning. Både kompetens- och teknikutveckling är som framgått ovan helt nödvändiga för att möta dagens och morgondagens krav på bergtekniken!

Vi ser fram emot en spännande och stimulerande bergmekanikdag!

Tomas Franzén

Förord*Tomas Franzén, SveBeFo***Invited lecture:****Rockbursts in Polish coal and copper mines:****Occurrence, prediction and control****Professor Marek Kwasniewski, Rock Mechanics Research Group**The Silesian University of Technology***BERGMEKANIK PÅ DJUPET****ROCK MECHANICS AT GREAT DEPTHS***Inledare: Erling Nordlund, Luleå Tekniska Universitet***Beteende och stabilitet för ytliga tunnlar1**

Behaviour and stability of shallow tunnels

*Jimmy Töyrä, Avd. för geoteknologi, Luleå tekniska universitet**Erling Nordlund, Avd. för geoteknologi, Luleå tekniska universitet***Ingenjörsgelogiska prognoser inom projekt Citybanan.....17**

The prediction of ground conditions for the City Line Project

*Robert Swindell, WSP Sverige AB**Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult AB***A new modelling approach for the study of deformation,
yield and failure of jointed rock masses33**

Nytt angreppssätt för modellering av bergmassa under belastning och brott

*Diego Mas Ivars, Itasca Geomekanik AB, Solna, Sweden**Mathew Pierce, David O. Potyondy, Peter A. Cundall, Itasca Consulting Group, Inc.**Minneapolis, MN, USA***Total utbrytning med ny tillämpning av fyll i Storlidengruvan.....43**

Total extraction through new practice of backfill in the Storliden Mine

*Per-Ivar Marklund, Boliden Mineral AB**Per-Olov Andersson, Boliden Mineral AB*

* Det skriftliga föredraget ej tillgängligt vid tryckningen.

Paper not available at the time of printing.

Ny huvudnivå i Kiirunavaara – Bergmekaniska utmaningar och analyser53
New haulage level at Kiirunavaara – rock mechanics challenges and analyses
Jonny Sjöberg, Vattenfall Power Consultant
Lars Malmgren, LKAB

**Bergmekanik i Banverkets perspektiv – projekteringsanvisningar,
Eurocode och BV Tunnel65**
Rock mechanics from the Banverket perspective – Design guidelines,
Eurocode and BV Tunnel
Peter Lundman, Olle Olofsson, Banverket
Ulf Lindfors, Jonny Sjöberg, Vattenfall Power Consultant AB

**TÄTNING OCH FROSTSÄKRING
SEALING AND FROST ISOLATION**
Inledare: Magnus Eriksson, Vattenfall Power Consultant

Efterinjektering – förutsättningar och möjligheter.....75
Post-grouting – requirements and possibilities
Åsa Fransson, Gunnar Gustafson, Chalmers

Injekteringsmodell prövad mot data från praktikfall.....85
Grouting model tested with data from a case history
Björn Stille, Skanska Teknik

Tryckfall efter injektering beroende av geologin.....101
Geology dependent pressure loss after grouting
Thomas Dalmalm, NCC Teknik
Mattias Roslin, NCC Construction

**Ett förslag till en moderniserad och förenklad benämning
av cementpastan i injekteringssammanhang117**
A proposal for a modernised and simplified denomination of
the cement paste when dealing with grouting
Sten-Åke Pettersson, Geodo

Vann- og frostsikring i vegtunneler127
Harald Buvik, Statens vegvesen Vegdirektoratet, Norge

Brand- och hållfasthetsegenskaper för sprutbetong armerad med plast- respektive stålfiber med tillsats av polypropylenfibrer137
Fire resistance and strength properties of fibre reinforced (plastic or steel) sprayed concrete with addition of polypropylene-fibres
Johan Olovsson och Mikael Creütz, Golder Associates

PRAKTIKFALL CASE REPORTS

**Byggandet av järnvägsstationen triangeln i Malmö
– ett bergrum i kalksten.....149**
Construction of the underground station Triangeln in Malmö –
A cavern in Limestone
Peter Damgaard, Citytunnelprojektet
Gösta Ericson, Citytunnelprojektet
Johan Brantmark, Citytunnelprojektet

**Västlänken järnvägstunnel under Göteborg, TBM teknik
som alternativ till slitsmurar i göteborgslera.....159**
The Västlänken project, railway tunnel in Gothenburg, TBM technology
as an alternative to diaphragm walls in Gothenburg marine clay
Lars-Olof Dahlström, NCC Teknik
Peter Lundman, Banverket
Bengt Ludvig, Geosigma

BETEENDE OCH STABILITET FÖR YTLIGA TUNNLAR

Behaviour and stability of shallow tunnels

Jimmy Töyrä, Avd. för geoteknologi, Luleå tekniska universitet
Erling Nordlund, Avd. för geoteknologi, Luleå tekniska universitet

SAMMANFATTNING

I takt med ökad urbanisering minskar möjligheten att nyttja markytan och behoven av konstruktioner under jord ökar. Genom bättre förståelse av vilka parametrar som kontrollerar beteendet och stabiliteten för en underjordskonstruktion kan det gå att förbättra kostnadseffektiviteten för förundersökningar och under tunnelbyggnationen. Genom konceptuella analyser och en fallstudie har de faktorer som styr beteendet och stabiliteten för en ytlig tunnel identifierats och beskrivits. Denna kunskap ska vara till hjälp för att bestämma vilka indata som behöver samlas in och vilken noggrannhet som krävs för att kunna göra en relevant analys. Ytliga tunnlar har i denna rapport definierats som tunnlar vars bergtäckning är 0.5 gånger tunnelns diameter.

I analyserna studerades faktorer såsom bergmassans hållfasthet, det primära spänningstillståndet, tunnelns placering i bergmassan samt geologiska strukturer. Resultaten visade att de viktigaste faktorerna att ta hänsyn till vid en stabilitetsanalys är struktur geologin och det primära spänningstillståndet. Dess faktorer är alltså viktigast att bestämma med största möjliga noggrannhet.

SUMMARY

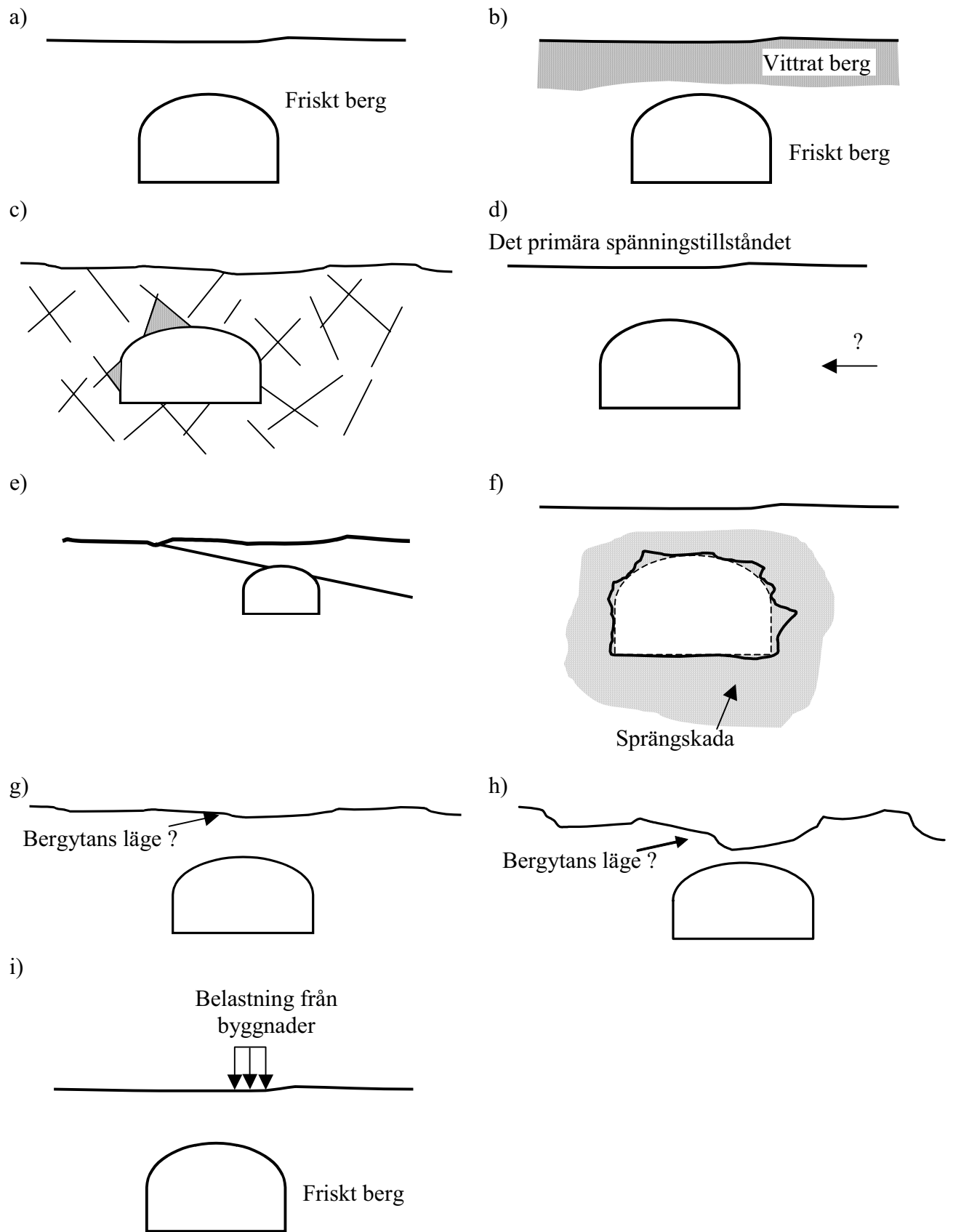
Due to lack of space on the surface in urban areas there is an increased need for underground constructions. These constructions are often situated at shallow depth. With a better understanding of which parameters that control the behaviour and stability of shallow underground constructions the cost efficiency of pre-investigations and the tunnel construction could be improved. Through conceptual analyses and a case study the important factors that control the stability and behaviour of shallow tunnels have been identified and described. This knowledge will aid in determining which data that needs to be collected and with what accuracy in order to be able to conduct relevant analyses. In this report shallow tunnels means an overburden less than 0.5 times the tunnel width.

In the analyses factors like the strength of the rock mass, the virgin state of stress, and the location of the tunnel in the rock mass and geological structures have been investigated. The results show that the most important factors are the structural geology and the virgin state of stress. Hence, these factors should be investigated with as high accuracy as possible.

INLEDNING

Kunskapen om bergmassans mekaniska egenskaper och spänningstillståndet i de ytliga delarna av jordskorpan är begränsad. Eftersom många tunnlar och berganläggningar byggs på relativt litet djup är det viktigt med en ökad kunskap för att kunna förbättra dimensioneringen. Faktorer som kan påverka beteendet och stabiliteten hos ytnära underjordskonstruktioner (Figur 1a) är t ex bergtäckningen och vittringens reducering av bergmassans hållfasthet och styvhet, se Figur 1b. Minskningen i styvhet påverkar förmågan att attrahera spänning vilket kan leda till att bärande valv i taket inte kan utvecklas. Geologiska strukturer kan bilda block och kilar i tak och väggar som kan orsaka lokala stabilitetsproblem (Figur 1c). Om strukturerna är genomgående och flacka kan detta leda till att relativt stora områden blir mer eller mindre avlastade, vilket innebär att ett bärande valv inte kan bildas (Figur 1e). Sprängskador, bergytans läge och topografi samt medelspänningstillståndet i de ytnära delarna av bergmassan är andra faktorer som kan påverka underjordsöppningars beteende (Figur 1f-h). Tunnlar och bergtrum som ingår som en del i större städers infrastruktur anläggs ofta på litet djup under befintlig bebyggelse, se Figur 1i. Drivningen av dessa underjordskonstruktioner kan leda till sättningar eller hävningar av markytan och därmed även påverka de byggnader som är grundlagda i detta område. De ovanförliggande byggnaderna kan i sin tur belasta underjordsanläggningarna på ett ogynnsamt sätt. En optimal dimensionering av underjordsanläggningarna har stor ekonomisk och teknisk betydelse. Behovet av förstärkningsinsatser och val av drivningsmetod påverkas också av kunskapen om bergets beteende kring t ex en tunnel. Kostnaderna för förundersökningarna bör fördelas på att ta reda på de indata som är speciellt viktiga för en given underjordskonstruktion.

Genom konceptuella numeriska analyser samt analyser av ett verkligt fall har de faktorer som styr beteendet och stabiliteten för en tunnel identifierats. Det verkliga fallet är en sektion av Andabanan, Shuttle station 2, som ligger ytligt belägen under terminal 5. Ytliga konstruktioner är i denna rapport definierade som tunnlar där bergtäckningen < 0.5 gånger diametern.



Figur 1 Exempel på viktiga faktorer för ytliga tunnlar.

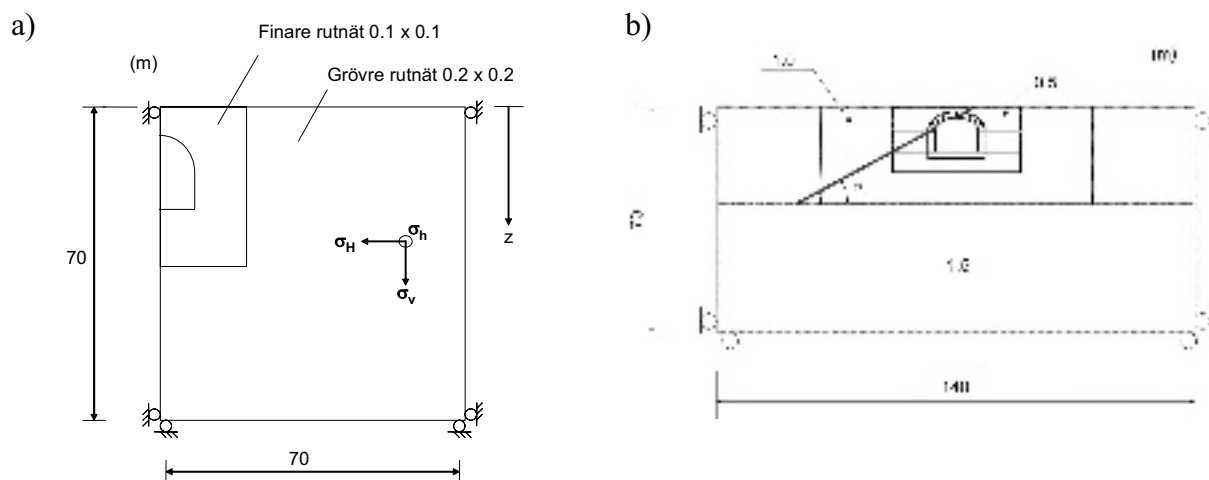
KONCEPTUELLA NUMERISKA ANALYSER

De konceptuella analyserna har utförts med *FLAC* och *UDEC* (Itasca Consulting Group). *FLAC* är ett tvådimensionellt finitadifferensprogram och har använts för de fall där bergmassan kan antas vara kontinuerlig. *UDEC* är ett tvådimensionellt distinktelementprogram för analys av diskontinuerliga bergmassor. *UDEC* har använts för de modeller där hänsyn tas till individuella diskontinuiteter. Inverkan av de olika faktorerna har studerats genom att variera en faktor i taget. Resultaten har sedan jämförts med resultaten från ett basfall. Parametervärdena har valts för att efterlikna en normal bergmassa i Sverige. Gängse praxis har använts för att uppskatta bergmassans kohesion, frictionsvinkel, *E*-modul och draghållfasthet med programmet *RocLab* (RocScience, 2006). Indata till *RocLab* är bland annat det intakta bergets enaxiella tryckhållfasthet och *GSI*,

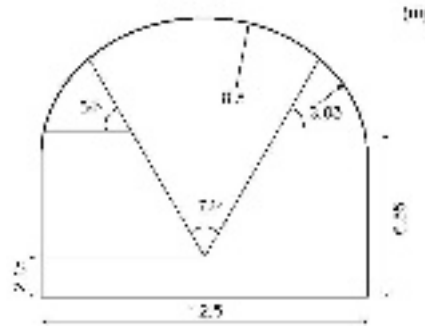
Utifrån det givna basfallet har de valda faktorerna varierats mellan ett max och ett min värde. Resultaten från dessa har sedan jämförts med resultat från basfallet. Om resultaten mellan dessa tre modeller avviker kraftigt från varandra anses denna faktor vara viktig. Variationerna av faktorerna har valts för att efterlikna den naturliga spridningen orsakad av vedertagna mätmetoder eller samband som är praxis för bestämning av de parametrar som är indata för analyserna.

Modell och indata

För kontinuumsanalyserna (*FLAC*) antogs symmetri med avseende på ett vertikalt plan för att kunna kombinera relativt små zonstorlekar och erhålla hög noggrannhet, med en relativt stor modell för att undvika randeffekter. Modellens storlek och geometri presenteras i Figur 2a. Eftersom diskontinuumsanalyserna (*UDEC*) inkluderar en diskontinuitet kan inte symmetri antas, se Figur 2b. Samma indata för bergmassan har använts i kontinuum- och diskontinuumsanalyserna. Diskontinuiteten skär alltid tunneln i mitten av tunneltaket, oavsett sprickans stupning. Tvärsnittet som använts för tunneln är en normal tvåspårstunnel (Banverket, 2002) där sulan har förenklats till att vara horisontell för att kunna anta symmetri, se Figur 3.



Figur 2 Modellstorlekar och utformning för (a) kontinuumsanalyserna och (b) diskontinuumsanalyserna.



Figur 3 Tvärsnittet för en dubbelspårstunnel (Banverket, 2002).

Varierade parametrar

De faktorer som valts ut och undersökts är följande:

1. Det primära spänningstillståndet

Det primära spänningstillståndets betydelse för ytliga tunnlar beteende och stabilitet studerades genom att använda tre vedertagna spänningsamband sammanställda av Stephansson (1993). Riktningarna på spänningarna visas i Figur 2. I det fjärde fallet roterades horisontalspänningen så att σ_h är vinkelrät mot tunnelaxeln.

2. Bergmassans hållfasthet

Variationerna av bergmassans hållfasthet studerades genom att variera hållfastheten i hela modellen. Inverkan av det intakta bergets enaxiella tryckhållfasthet och *GSI*-värdet för bergmassan studerades. Även om bergmassans kohesion, friktionsvinkel, draghållfasthet och *E*-modul är funktioner av *GSI* och den intakta enaxiella tryckhållfastheten (i programmet *RocLab*) så är det av intresse att studera hur osäkerheten hos dessa faktorer var för sig påverkar beteendet och stabiliteten. Vid användning av Mohr-Coulomb i *FLAC* är residuella hållfastheten noll. En extra modell med en hög residualdraghållfastheten analyserades också.

3. Bergtäckning

Analyser av varierande bergtäckning, med en största bergtäckning på 5 m, utfördes för att se hur viktig bergtäckningen är för beteendet och stabiliteten för en ytligt tunnel.

4. Vittrat och skadat berg

Analyser av två fall med vittrad bergmassa har gjorts. I den vittrade bergmassan har hållfastheten och styvheten reducerats med 50 %, och två olika vittringsdjup har studerats. Ett fall som representerar oförsiktig sprängning har också analyserats.

5. Diskontinuiteter

Den inverkan som genomgående diskontinuiteter som skär tunneltaket har på beteendet och stabiliteten har undersökts. Två olika typer av diskontinuiteter har använts, en som kan anses vara mjuk och en som kan anses vara relativt styv. Olika stupningsvinklar har också undersökts för den styva diskontinuiteten.

Kontinuumsanalyserna behandlar faktorerna 1-4, medan diskontinuumsanalyserna behandlar faktor 5. Parametervärden för variationerna finns i Tabell 1.

Tabell 1 Parametervärden för faktorerna och deras. Parametervärden för basfallet är markerat med grått.

PARAMETER	PRIMÄRT SPÄNNINGSTILLS TÅND [MPA]	σ_{CI} [MPA]	GSI	σ_{TM} [MPA]	BERG-TÄCKNING, [M]	E , [GPA]	KOH. [MPA]	VITTRAT DJUP [M]
							Frik. [°]	
Högt värde	$\sigma_H = 10.4 + 0.0446z$ $\sigma_h = 5 + 0.0286z$	220	72	2*0.267	5	21.4	2.4	5
	$\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ $\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$	180	60	0.267	3	17.8	2.4	3
Lågt värde	$\sigma_H = 2.8 + 0.0399z$ $\sigma_h = 2.2 + 0.0024z$	140	48	0	2	14.2	2.4	0
Specialfall	$\sigma_h = 0.8 + 0.0329z$ $\sigma_H = 6.7 + 0.0444z$ σ_h vinkelrät mot tunnelaxeln.			$\sigma_{m, res} = 0.267$				

Resultat

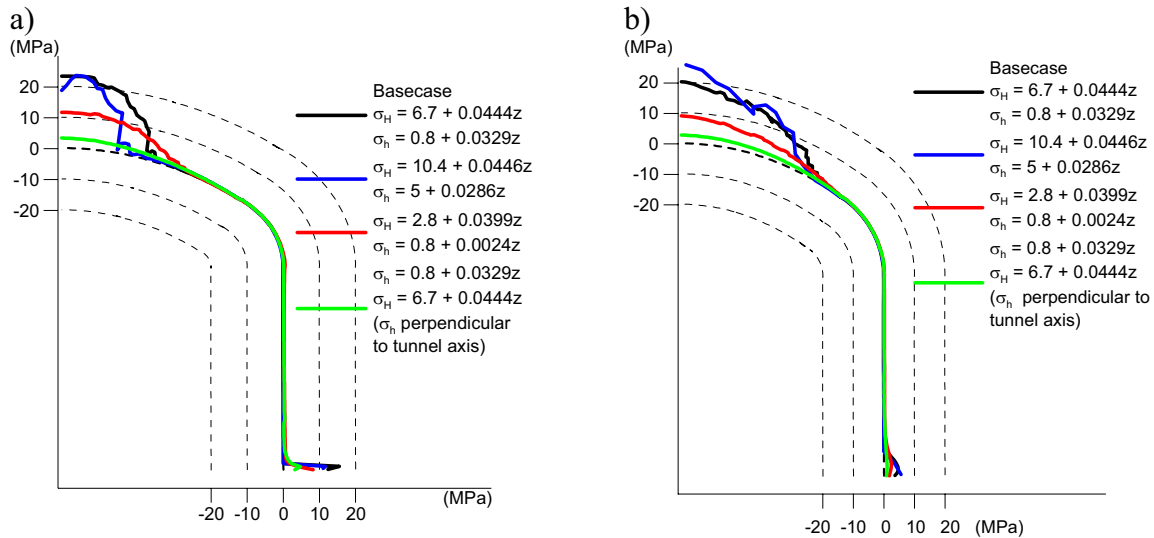
Ett antal indikatorer valdes för att kunna kvantifiera och visualisera hur variationerna av faktorerna påverkar beteendet och stabiliteten. Olika indikatorer användes för kontinuum- och diskontinuumsanalyserna på grund av skillnader i hur de två programmen fungerar. Indikatorerna som använts listas i Tabell 2.

Tabell 2 Indikatorer som resultaten baseras på.

Kontinuumsanalyser		Diskontinuumsanalyser	
(i)	Tangentialspänning runt tunnelöppning	(I)	Deformationer av markytan
(ii)	Deformationer av tunnelranden	(II)	Öppning eller skjuvbrott i diskontinuitet
(iii)	Deformationer av markytan	(III)	Takstabilitet
(iv)	Plasticerat område		

(i) Tangentialspänning runt tunnelöppning

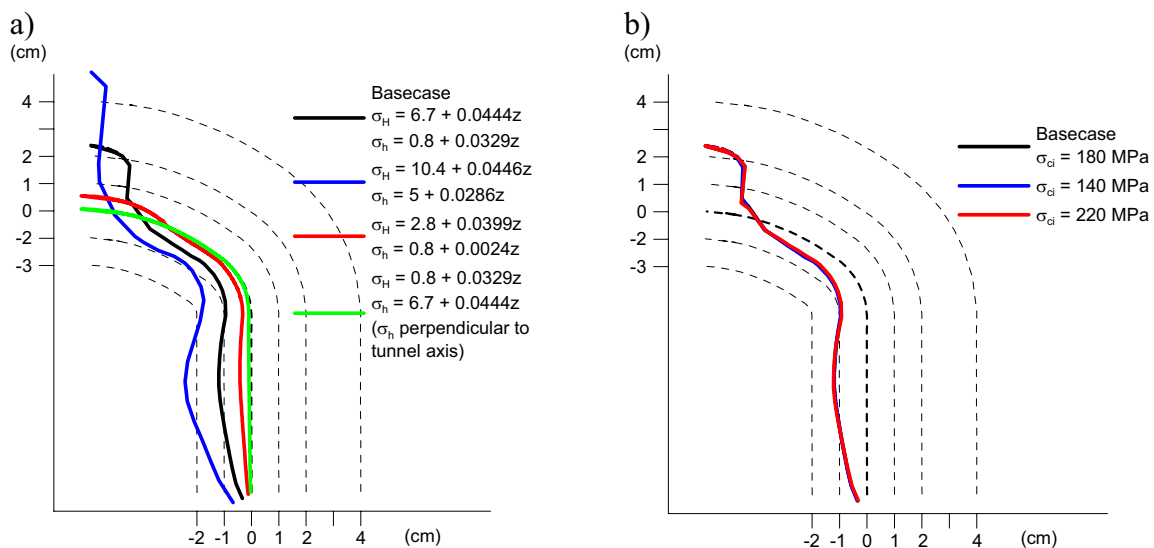
Figur 4 visar tangentialspänningen längs tunnelranden samt 0.5 m in i berget från tunnelranden. Tangentialspänningen är generellt väldigt låg i väggarna och anfangen. Tryckspänningar kunde observeras i taket. En halv meter in i berget var tangentialspänningen snarlik den på randen, med skillnaden att tryckspänningsområdet börjar närmare anfangen. De faktorer som gav största skillnaderna i tangentialspänning var det primära spänningstillståndet och GSI .



Figur 4 Exempel på resultat: (a) Tangentialspänningarna längs tunnelranden och (b) 0.5 m in i bergmassan för variationer av det primära spänningstillståndet.

(ii) Deformationer av tunnelranden

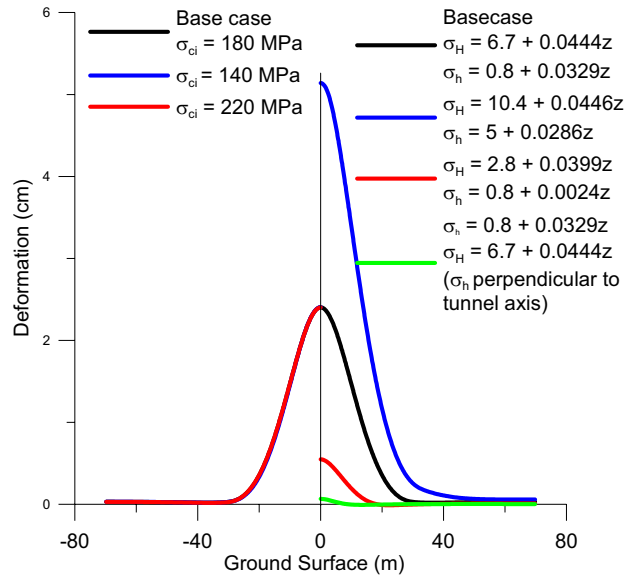
Generellt visade analyserna av deformationer längs tunnelranden att väggarna konvergerar och att taket häver sig, se Figur 5. De faktorer som gav störst skillnad i deformation var det primära spänningstillståndet, *GSI* och bergtäckningen.



Figur 5 Exempel på resultat: (a) Deformation av tunnelranden för variationer i det primära spänningstillståndet samt (b) variationer av den enaxiella tryckhållfastheten .

(iii) Deformationer av markytan

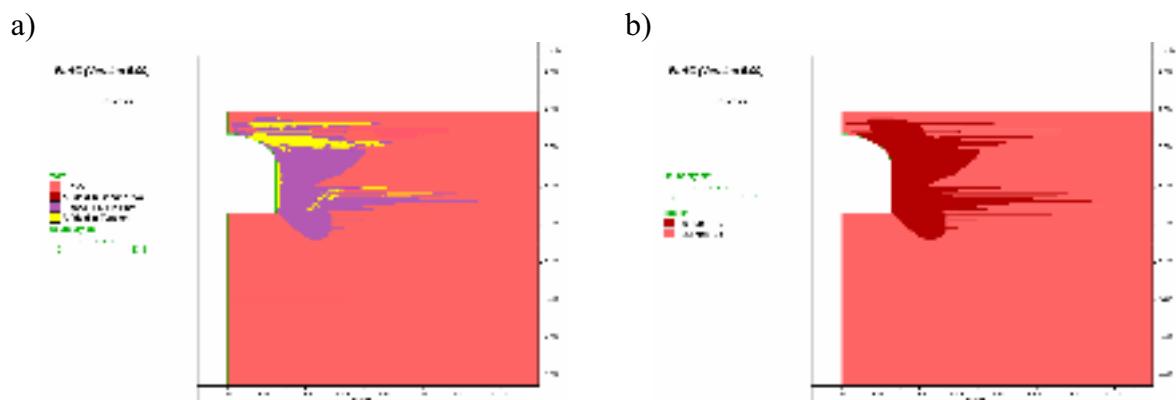
I alla fall som undersöktes sker hävning av markytan, se Figur 6. Hävningen varierar mellan 0.1 mm (mycket låga horisontalspänningar) och 5 mm (höga horisontalspänningar). Störst skillnad i deformationer på markytan gav variationer av det primära spänningstillståndet och *GSI*.



Figur 6 Exempel på resultat: Deformationer av markytan för variationen av den enaxiella tryckhållfastheten och det primära spänningstillståndet.

(iii) Plasticerat område

Ett liknande mönster av zoner där hållfastheten överskridits kunde observeras i de flesta fall. I tunnenväggarna och i anfangen råder två olika typer av tillstånd: områden där draghållfastheten överskrids just nu (markerat som gult område i Figur 7a, "yield in tension") och områden där någon hållfasthet har överskridits (markerat som lila i Figur 7a, "yield in past"). För att klargöra vilken typ av brott (drag eller skjuv) som skett i detta område har draghållfastheten för modellen undersökts. I de zoner där draghållfastheten överskridits sätts draghållfastheten till residualvärdet, d v s noll (mörkrött område i Figur 7b). I de områden som markerats med "Yield in past" och där draghållfastheten är lika med maximal draghållfasthet har skjuvbrott skett. I väggar och anfang har huvudsakligen draghållfastheten överskridits. Skjuvbrott har förekommit i väldigt liten skala och då främst i tunneltaket vid höga horisontalspänningar. Variationer av primärspänningstillståndet och draghållfastheten påverkade det plasticerade området mest.





Figur 7 Exempel på resultat: (a) Plasticerat område och (b) draghållfastheten för basfallet.

(I) Deformationer av markytan

Deformationerna på markytan skiljer sig inte nämnvärt mellan den mjuka och den styva sprickan. Däremot är skillnaden mer markant när man förändrar stupningsvinkeln. Den branta diskontinuiteten resulterar i ett beteende som är mycket likt basfallet, d v s endast hävning av markytan, medan den flackare diskontinuiteten ger en kombination av hävning och sättning.

(II) Öppning eller skjuvbrott i diskontinuitet

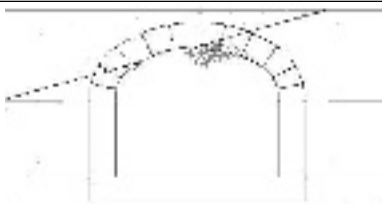
Man kan tydligt se i resultaten att flacka diskontinuiteter tenderar att öppna sig och att skjuvbrott sker i större utsträckning än för branta diskontinuiteter. Däremot är skillnaden liten mellan den mjuka och den styva diskontinuiteten, se Figur 8.

	Öppen Sprickor där normalspänningarna är noll.	Skjuvbrott Sprickor som gått i skjuvbrott.
Styv $\alpha = 15^\circ$ $\phi = 35^\circ$ $c = 0 \text{ MPa}$		

Figur 8 Exempel på resultat: Öppning av eller skjuvbrott i diskontinuiteten för den flacka diskontinuiteten.

(III) Takstabilitet

Vid analyserna av diskontinuiteterna kunde inte alla modeller nå jämvikt utan att ett parti i taket deformerades oralistiskt. Dessa modeller fick avbrytas innan de nådde jämvikt. För att visualisera området som deformerades har rörelsevektorerna för fallet plottats i Figur 9. Det var med flacka diskontinuiteter som jämvikt inte kunde nås. Den mjuka diskontinuiteten var också stabilare än den styva. Detta kan förklaras med att det är relativt låga normalspänningar i diskontinuitetsplanet och därför är den kohesiva hållfastheten dominerande.

	Takstabilitet Hastighetsvektorer
Styv $\alpha = 15^\circ$ $\phi = 35^\circ$ $c = 0 \text{ MPa}$	

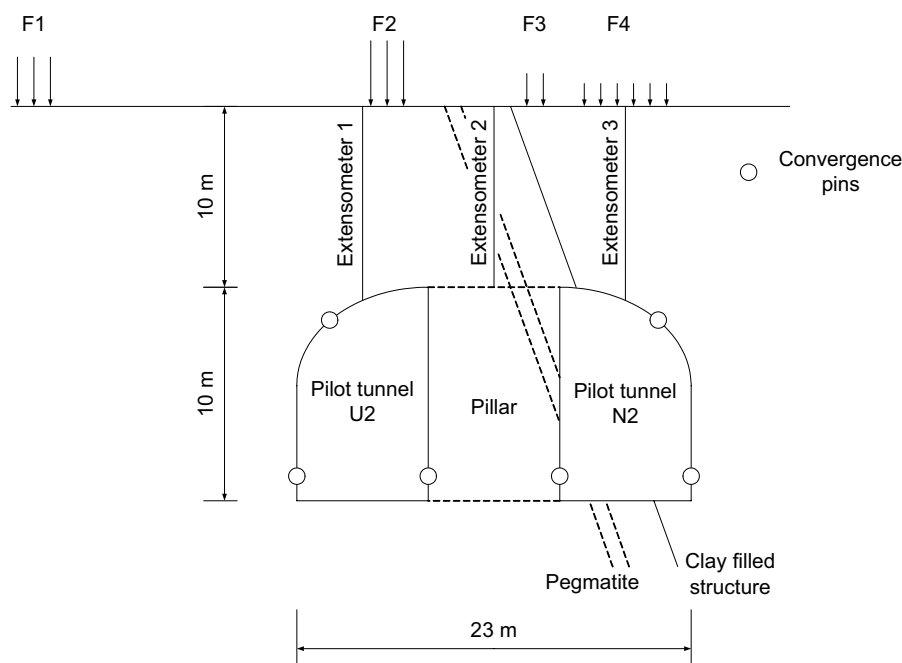
Figur 9 Rörelsevektorer för fallet med en flack stupning, $\alpha = 15^\circ$.

Baserat på de konceptuella analyserna kan slutsatsen dras att den viktigaste faktorn för beteendet och stabiliteten för en ytlig tunnel är strukturgeologin. De enda modeller som visade på stabilitetsproblem var när diskontinuiteter beaktades. Vidare är brant stupande sprickor att föredra framför flacka sprickor. Observera att denna slutsats har baserats på fall där inga marklaster förekommer. Vidare var det primära spänningstillståndet en viktig faktor. Variationer av spänningarna gav stora skillnader i deformationer, tangentialspänningar och plasticerade områden.

FALLSTUDIE, ARLANDABANAN

För att kunna jämföra analysresultaten med observationer och mätresultat gjordes en känslighetsanalys av ett verkligt fall. En sektion av Arlandabanan valdes, Shuttle station 2, som är stationen som ligger rakt under terminal 5. Denna valdes för att den är väldokumenterad, den kan betraktas som ytlig och både deformations- och spänningsmätningar har utförts på plats.

Shuttle station 2 är 155 m lång, har ett spann på 23 m och en bergtäckning som varierar mellan 8 och 13 m. Terminal 5 är grundlagd ovanpå stationen och belastar via fundament markytan. Bergmassan består av glimmerskiffer och glimmergneiss. Förskifningsplanen har en generell strykning på 10 – 20° jämfört med tunnelaxeln och en stupning på ungefär 70°. Två större strukturer förekommer, en pegmatitgång och ett lerslag. Tunneln bröts i två steg. Först bryts två pilottunnlar, U2 och N2, och sedan strossades pelaren ut. I tvärsnittet har både extensometer- och konvergenzmätningar utförts. Tunneltvärsnitt samt strukturer redovisas i Figur 10 (Chang et al, 1998).



Figur 10 Schematisk skiss över tunneltvärsnittet.

I dessa analyser användes *FLAC*. Symmetri har inte använts på grund av de geologiska förutsättningarna (anisotropi och stora strukturer). Effekten av pegmatitgången antogs vara försumbar, medan hänsyn togs till lerslaget och anisotropin. *FLAC*-modellen gjordes större än

modellerna i de konceptuella analyserna på grund av att tvärsnittet är avsevärt mycket större i detta fall. Modellens yttermått är 210 x 80 m med en zonstorlek på 0.5 x 0.5 m, och ett område närmast tunneln på 70 x 30 m där zonstorleken är 0.25 x 0.25 m. Spänningarna har uppskattats utifrån de spänningsmätningar som utförts i området (Bergsten et al. 1995). Med hjälp av dessa har följande spännings samband utvärderats,

$$\sigma_H = \frac{z}{5.27} \quad [\text{MPa}] \quad \sigma_h = \frac{z}{10.0} \quad [\text{MPa}] \quad \sigma_v = \rho g z \quad [\text{MPa}] \quad (1)$$

där z är djupet i meter, ρ är bergmassans densitet, g är gravitationen, σ_H är största horisontella spänningen, σ_h är den minsta horisontella spänningen och σ_v är vertikalspänningen.

Riktningen på σ_H har approximimerats som vinkelrät mot tunnelaxeln. Bergmassans hållfasthet för stationen har bestämts med hjälp av karteringar av tunneln samt klassificering med Q -systemet. Q -värdet har sedan omvandlats till ett GSI -värde enligt Hoek et al. (1995). GSI -värdet i stationen är mellan 55 och 65, och ett värde på 58 har valts för analyserna. Den intakta enaxiella tryckhållfastheten har bestämts med hjälp av R -skalan och ligger i intervallet R3 (25 – 50 MPa) till R4 (50-75 MPa). Två fall definierades, ett basfall med en enaxiell tryckhållfasthet på 75 MPa och ett fall med en enaxiell tryckhållfasthet på 50 MPa.

Lasterna på markytan har behandlats som utbredda laster i tvärsnittet med oändlig längd längs tunnelaxeln eftersom en tvådimensionell modell användes. Ytlasterna har i denna studie därför dividerats med arean för fundamenten för att få last per meter tunnel. Det finns en last som ligger i ett annat tvärsnitt, ca 10 m utanför det aktuella tvärsnittet. I ett extra fall togs hänsyn till denna last.

Totalt analyserades sju olika fall för detta tvärsnitt. Analyserna har gjorts i två steg, utbrytandet av pilottunnlar (steg 1) och strossning av pelaren (steg 2). De sju olika fallen är följande:

1. Basfall.
2. Lägre intakt enaxiell tryckhållfasthet.
3. Ingen hänsyn togs till anisotropin i hållfastheten.
4. Ingen hänsyn togs till lerslaget.
5. Extra ytlast.
6. Inga ytlaster.
7. Högre horisontalspänningar.

Parametervärden för alla fall återfinns i Tabell 2.

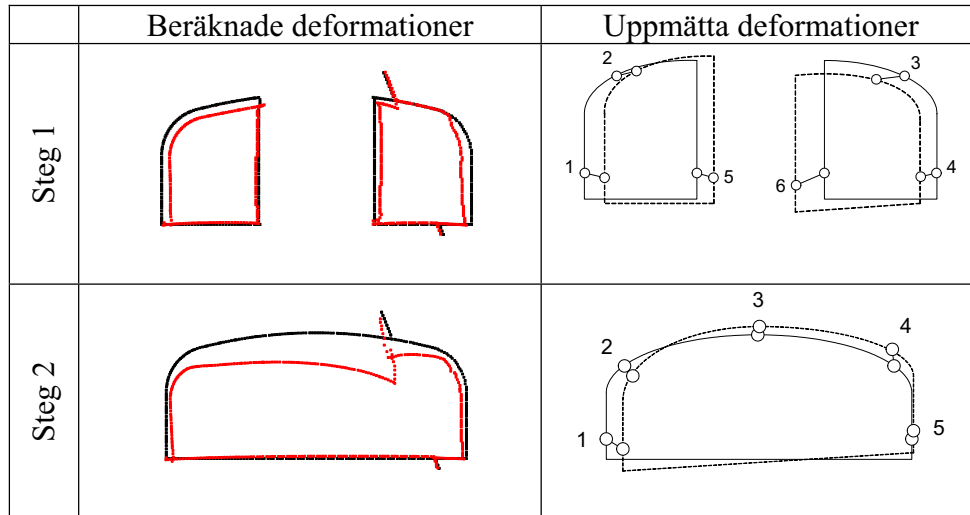
Tabell 2 Parametervärden för de olika fallen i fallstudien.

		Fall 1	Fall 2	Fall 3	Fall 4	Fall 5	Fall 6	Fall 7
Bergmassa	σ_{ci} (MPa)	75	50	75	75	75	75	75
	GSI	58	58	58	58	58	58	58
	E (GPa)	17.6	17.6	17.6	17.6	17.6	17.6	17.6
	c (MPa)	1.1	0.8	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	ϕ (°)	55	52.5	55	55	55	55	55
	σ_t (MPa)	0.32	0.21	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32
Lerslag	c (MPa)	0.05	0.05	0.05	-	0.05	0.05	0.05
	ϕ (°)	25	25	25	-	25	25	25
	σ_t (MPa)	0	0	0	-	0	0	0
Skiffer	c (MPa)	0.3	0.3	-	0.3	0.3	0.3	0.3
	ϕ (°)	40	40	-	40	40	40	40
	σ_t (MPa)	0	0	-	0	0	0	0
Ytlaster	$F1$ (MPa)	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	-	1.14
	$F2$ (MPa)	1.76	1.76	1.76	1.76	1.76	-	1.76
	$F3$ (MPa)	0.58	0.58	0.58	0.58	0.58	-	0.58
	$F4$ (MPa)	-	-	-	-	0.20	-	-
Primärspännings- tillstånd	σ_H	$z/5.27$	$z/5.27$	$z/5.27$	$z/5.27$	$z/5.27$	$z/5.27$	$6.7+0.044z$
	σ_h	$z/10.0$	$z/10.0$	$z/10.0$	$z/10.0$	$z/10.0$	$z/10.0$	$0.8+0.033z$
	σ_v	ρgz	ρgz	ρgz	ρgz	ρgz	ρgz	ρgz

Resultat

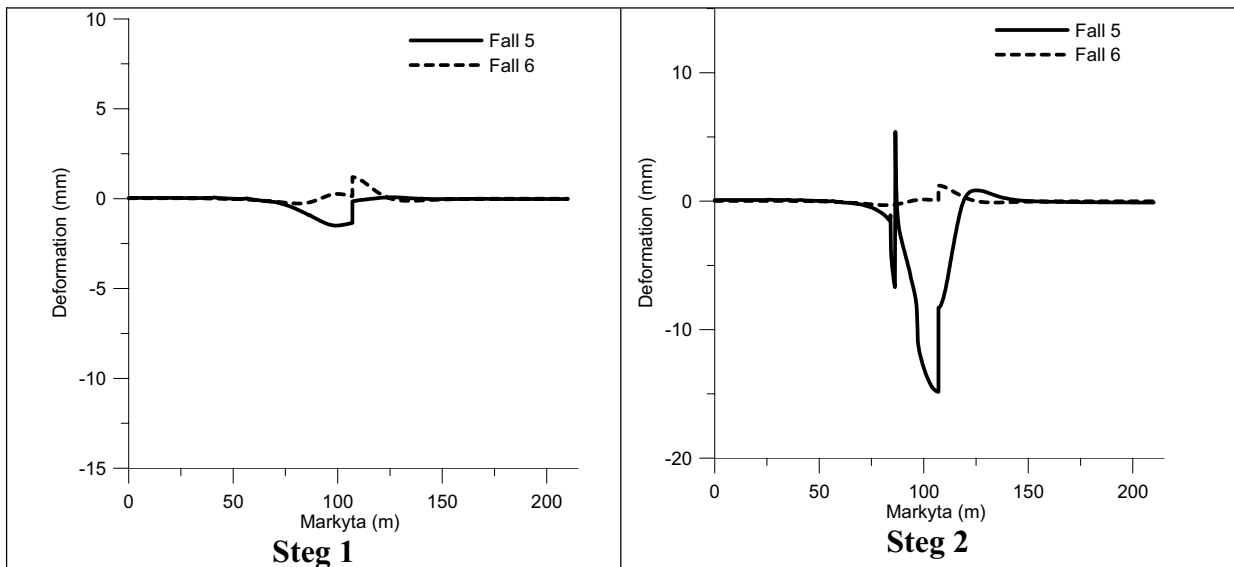
Generellt består tangentialspänningen av låga tryckspänningar runt tunnelranden. Spänningskoncentrationer syns i regel i vänstra anfanget samt kring lerslaget. Vid strossning av pelaren ökar spänningarna kring vänster anfang (från ca 6 MPa till 10-12 MPa), medan spänningen i framförallt väggarna fortfarande är relativt låga.

Väggarna konvergerar och taket sätter sig något. Speciellt tydligt är detta vid lerslaget efter att pelaren har strossats, se Figur 11. Störst konvergens erhålls för fallet med höga horisontal-spänningar. De största deformationerna erhålls vid lerslaget när primärspänningarna är låga, det vill säga då normalspänningen i lerslaget är lågt och glidning kan ske i större utsträckning. Vid jämförelse med uppmätta deformationer är överensstämmelsen hygglig i väggen för den vänstra pilottunneln (U2) i steg 1, medan överensstämmelsen är sämre runt den högra pilottunneln (N2). För steg 2 är överensstämmelsen återigen bättre på höger sida. De uppmätta deformationerna visar att sättningar sker i den vänstra delen av tunneln, medan hävningar sker i den högra, se Figur 12.



Figur 11 Exempel på resultat: Beräknade deformationsriktningar och uppmätta deformationsriktningar.

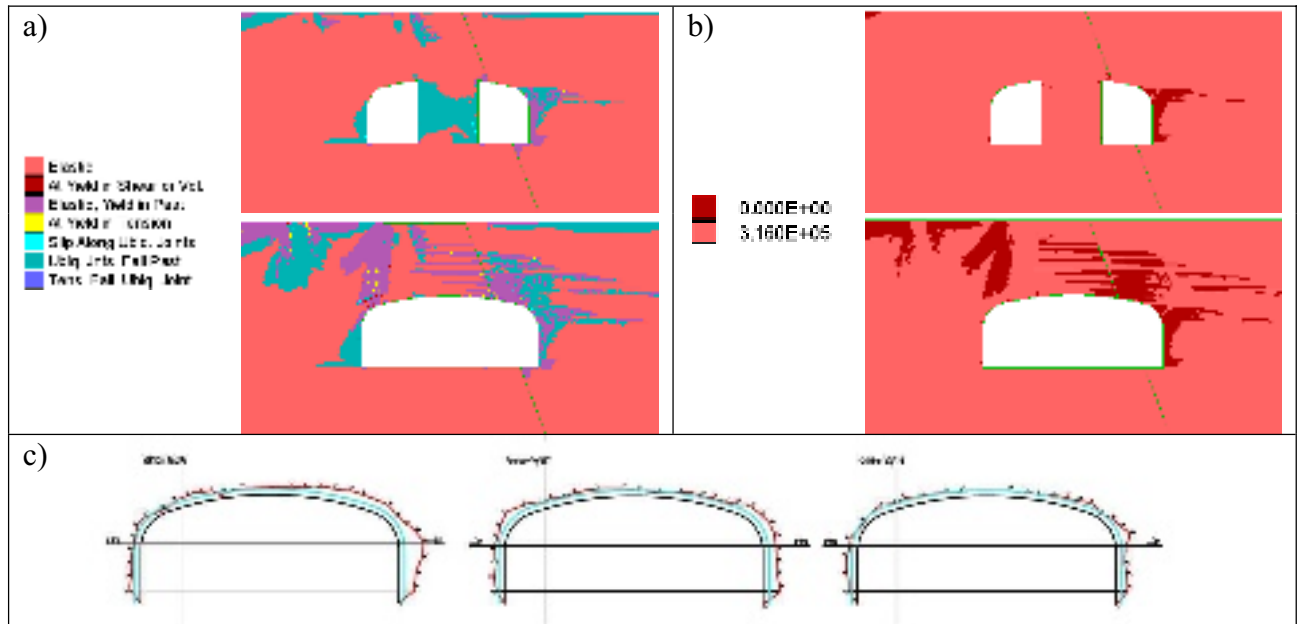
Det sker sättningar på den vänstra sidan av diskontinuiteten (ovanför pilottunnel U2), medan hävningar kan detekteras på den högra sidan (taket ovanför pilottunnel N2). Detta beror till stor del på skjuvrörelser i lerslaget och riktningen på glimmerskiffren. För fallet utan ytlaster (fall 6) sker i stort sett bara hävning och i fallet med hög horisontalspänning (fall 7) ökar storleken på hävningen kraftigt. Efter stressning av pelaren ökar sättningarna avsevärt (för alla fall utom fall 6, dvs. fallet utan ytlaster och fall 7, höga horisontalspänningar), se Figur 12.



Figur 12 Exempel på resultat: Deformationer av markytan för fall 5 (extra last) och fall 6 (inga laster).

De plasticerade områden som bildas vid utbrytning av pilottunnlarna och pelaren består huvudsakligen av områden med dragbrott eller skjuvbrott längs förskiffingen. I steg 1 sker dragbrott i den högra väggen, medan skjuvbrott sker i pelaren och vänster vägg längs förskiffingen, se Figur 13a,b. När spänningarna ökar dras dock pelaren sönder på grund av hävningen av markytan. När pelaren stressas ut syns ett område där draghållfastheten har överskridits ovanför vänster anfang, se Figur 13a,b. Detta sker på grund av att takskivan böjer

ner vid lerslaget på grund av ytlasterna och gravitationen. Höga horisontella spänningar (fall 7) motverkar detta genom valvbildning och taket tenderar att häva sig istället. Vid jämförelse med inmätta tvärsnitt från Shuttle station 2 (Figur 13c) är de största differenserna mellan det teoretiska tvärsnittet och det uppmätta tvärsnittet i höger vägg och anfang. Detta styrks av att analyserna visar att dragbrott har skett i dessa områden. Om draghållfastheten har överskridits, och det finns sprickor eller om oförsiktig sprängning och/eller oförsiktig skrotning sker är risken för utfall troligtvis mycket stor i just dessa områden.



Figur 13 Exempel på resultat: (a) Plasticerade område runt tvärsnitten för basfallet, (b) draghållfastheten för steg 1 och 2 samt (c) teoretiska och inmätta tvärsnitt för Shuttle station 2.

DISKUSSION OCH SLUTSATSER

De faktorer som har identifierats som viktiga för beteendet och stabiliteten (risken för utfall) är primärspänningstillståndet, diskontinuiteter, bergmassans draghållfasthet, vittringen och förskiffringen. De olika spänningssambanden gav mycket stora utslag i alla indikatorer. Låga spänningar leder till lägre tangentialspänningar längs tunnelranden. Detta betyder att kilar och block lättare kan falla ut. Höga spänningar i sin tur leder till ett större område med dragspänningar invid anfang, större deformationer och ett större område inom vilket draghållfastheten har överskridits.

Eftersom metoden som används vid projektering och dimensionering av undermarkskonstruktioner omfattar bergmassklassificering som grund för uppskattning av hållfasthetsparametrar, erhålls hållfastheter som ska representera hela bergmassans beteende. Bergmassans draghållfasthet blir således någonting som varken representerar sprickorna eller de intakta blocken däremellan. I verkligheten skulle därför de dragspänningar som erhållits vid analyserna inte ge dragbrott i de intakta partierna av bergmassan. Dragbrott skulle uteslutande ske som separation av sprickplanen. Sprickornas individuella läge, sprickavståndet, antalet huvudsprickorienteringar, sprickorienteringen och sprickornas längd skulle därför bestämma var dragbrott skulle ske respektive var avlastade zoner bildas. Dragbrott/separation i en spricka kan leda till utfall av kilar och block beroende på de

kinematiska förhållandena. En oförsiktig sprängning och skrotning skulle kunna bidra till att utfall sker eller blir mer omfattande. Sammanfattningsvis är alltså det primära spänningstillståndet och den lokala strukturgeologin de viktigaste faktorerna. Dessa två faktorer bör därför bestämmas med största möjliga noggrannhet.

REFERENSER

Bergsten, K., Å., Ljungren, C., Söder, P.E., Wikman, A. (1995) *Mätrapport, Bergspänningsmätningar på Arlanda, Arlandabanan, flygstationsområdet*. Vattenfall Hydropower, internrapport

Chang, Y., Hellstadius, K. (1998) *Shuttle station 2, Arlandabanan – bergprojektering och uppföljning*. In: Bergmekanikdagen 1998, SveBeFo, Stockholm

Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. (1995) *Support of underground excavations in hard rock*. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.

Stephansson, O. (1993) *Rock stress in the Fennoscandian shield*, In: Comprehensive Rock Engineering (ed. J.A. Hudson), Pergamon Press, Oxford, Chapter 17, Vol 3, pp. 445-59.

Töyrä, J. (2006) *Behaviour and Stability of Shallow Underground Constructions*, Licentiat uppsats, 2006:76, Luleå tekniska universitet, ISSN:1402-1757

INGENJÖRSGEOLOGISKA PROGNOSEER INOM PROJEKT CITYBANAN

The prediction of ground conditions for the City Line Project

Robert Swindell, WSP Sverige AB
Lars Rosengren, Rosengren Bergkonsult AB

Sammanfattning

Föreliggande artikel beskriver översiktligt den metodik som använts inom projekt Citybanan för att upprätta ingenjörsgelogiska prognoser. Metodiken är baserad på ett systematiskt arbetssätt där varje moment i prognosarbetet dokumenteras i syfte att resultatet ska bli enhetligt, spårbart och kommunicerbart. För att belysa osäkerheterna/variationerna i prognosen beskrivs såväl karaktäriserings- som klassificeringsvärden i tunnelskala med hjälp av min-, typ- och max-värden. De förekommande bergtyperna, vilka är kopplade till förutbestämde intervall enligt RMR-systemet, beskrivs även verbalt.

Summary

The purpose of this paper is to describe the method used to predict ground conditions for the City Line project. The method is based on a systematic working procedure in which every stage of the forecasting work is recorded and documented resulting in geological forecasts that are consistent and which hopefully can be readily communicated between both engineers and geologists involved in various aspects of the project. Variations in engineering geological parameters have been addressed by quoting a span (minimum, typical and maximum values) in order to account for natural variations and uncertainty in the forecast ground conditions. In addition, a verbal site specific engineering geological description of the rock mass types is presented.

1 Inledning

För närvarande planeras en ny två-spårig järnvägsanläggning under centrala Stockholm. Den nya anläggningen som kallas "Citybanan" kommer att bli cirka sex kilometer lång och sträcker sig mellan Tomtebodav i norr och Södra Station i söder. Anläggningen är geometriskt komplex och omfattar två underjordiska stationer, uppgångar och ett flertal korsningar med befintliga tunnlar.

För att projektera en sådan anläggning är det viktigt att det finns en god förståelse för de förväntade bergförhållandena, d.v.s. att det finns en god prognos som underlag för projekteringen av anläggningen, inklusive olika typer av åtgärder såsom bergförstärkning och injektering.

I dagligt tal används ofta termen ”bergprognos” utan att man egentligen klar över vad som avses, eller vad syftet är med den prognos man ska upprätta. Inom projekt Citybanan används två olika prognosbegrepp, nämligen: (1) ”Ingenjörsgelogisk prognos” och (2) ”Bergteknisk prognos”. För att det ska vara tydligt vad dessa begrepp innebär har de inom projektet getts följande betydelse:

1. **Ingenjörsgelogisk prognos;** Den ingenjörsgelogiska prognosen ska utgöras av en beskrivande PM med tillhörande ritningar, vilka redovisar de tolkade ingenjörsgelogiska förhållandena enligt Bilaga 3 i BV Tunnel (Banverket, 2005). Prognosen utgör en del av redovisningen av konstruktionshandlingar (se BV Tunnel, avsnitt 4.8). Den ingenjörsgelogiska prognosen baseras bl.a. på förundersökningsrapporten och ska redovisa osäkerheterna i rådande bergförhållanden. Syftet med denna prognos är att utgöra underlag för dimensionering och bedömning av olika former av åtgärder, t.ex. uttagssekvenser/drivningsrestriktioner, bergförstärkning och injektering. Prognosen ska normalt inte ingå i bygghandling/förfrågningsunderlag.
2. **Bergteknisk prognos;** Den bergtekniska prognosen ska utgöras av ritningar och motsvarande textdel vilka redovisar de prognostiserade bergtekniska förhållandena. Textdelarna redovisas i en teknisk beskrivning eller motsvarande handling. Den bergtekniska prognosen utgör en ”avskalad” och förenklad/generaliserad variant av den ingenjörsgelogiska prognosen, men innehåller även uppgifter om prognostiserade förstärknings- och injekteringsåtgärder. Den bergtekniska prognosen ska ingå i förfrågningsunderlag och bygghandling. Syftet med prognosen är att utgöra underlag för anbudsräkningen och för utförandet av tunnelbygget.

Syftet med denna artikel är att översiktligt beskriva den metodik som använts inom projekt Citybanan för att upprätta ingenjörsgelogiska prognoser på ett så systematiskt, enhetligt och spårbart sätt som möjligt. Metodiken har baserats på insikten att prognosarbete är för knippat med vissa ”felkällor” och ”problem”. Dessa beskrivs i avsnitt 2 nedan, medan använd metodik beskrivs i avsnitt 3. I avsnitt 4 redovisas ett ritningsexempel för en ingenjörsgelogisk prognos inom Citybanan.

2 Problem och felkällor vid prognosarbete

I samband med upprättande av bergprognoser finns det olika typer av ”problem” och/eller ”felkällor” som bör beaktas eftersom dessa påverkar prognosens tillförlitlighet. Nedan listas vanligt förekommande problem och felkällor:

- Geologiska egenskaper beskrivs och värderas på olika sätt av olika geologer. Detta är ofta ett problem då flera geologer är inblandade i samma projekt.
- Det finns ibland en tendens att samla in och beskriva geologiska aspekter som inte är relevanta för bergets egenskaper från bygg- och konstruktionsmässig synpunkt, medan andra viktiga ingenjörsgelogiska aspekter utelämnas. Detta kan resultera i prognoser med såväl drivningstekniska, konstruktionsmässiga som ekonomiska konsekvenser.
- Otillräcklig koppling mellan planering av förundersökningar och syftet med prognosen. Ofta görs förundersökningar utan att man först har tänkt igenom vad resultatet ska användas till. Detta kan å ena sidan resultera i att man utför tidskrävande och kostsamma undersökningar i onödan, dels att viktiga indata saknas då tunneln ska designas.
- Klassificeringssystem är huvudsakligen framtagna för kartering av tunnlar. Flera av de i klassificeringssystemen ingående parametrarna är därför olämpliga att uppskatta i samband med kärnkartering och kartering av hållar eller befintliga närliggande tunnlar eftersom resultatet är beroende av den aktuella tunnelns läge och utformning. Detta kan leda till ”felaktig” värdering av bergmassans kvalitet.
- Tydliga anvisningar saknas för hur poängvärden bör väljas för ingående parametrar i olika klassificeringssystem. Detta kan leda till både överskattning och underskattning av bergets kvalitet.
- Tydlig uppfattning saknas om vilket/vilka klassificeringssystem som är lämpliga för aktuella bergförhållanden samt vad valt/valda klassificeringssystem ska användas till i designarbetet. Detta kan bl.a. resultera i att olämpligt klassificeringssystem väljs och att klassificeringssystemen används på ett ”felaktigt” sätt i förhållande till vald designstrategi.
- Otillräcklig insikt om olika klassificeringssystemens begränsningar och ”tillkortakommanden”. Detta kan leda till ”oaktsam” användning p.g.a. överdriven tilltro till precisionen i resultaten.
- Otillräcklig insikt om betydelsen av bergmassans naturliga variationer.

För att hantera en av ovanstående problem och felkällor har riktlinjer upprättats inom projekt Citybanan. Dessa finns redovisade bl.a. i det projektinterna dokumentet ”Riktlinjer för kärnkartering och upprättande av ingenjörsgelogisk samt bergteknisk prognos”. I avsnitt 3 nedan beskrivs hur en del av ovanstående problem och felkällor har hanterats.

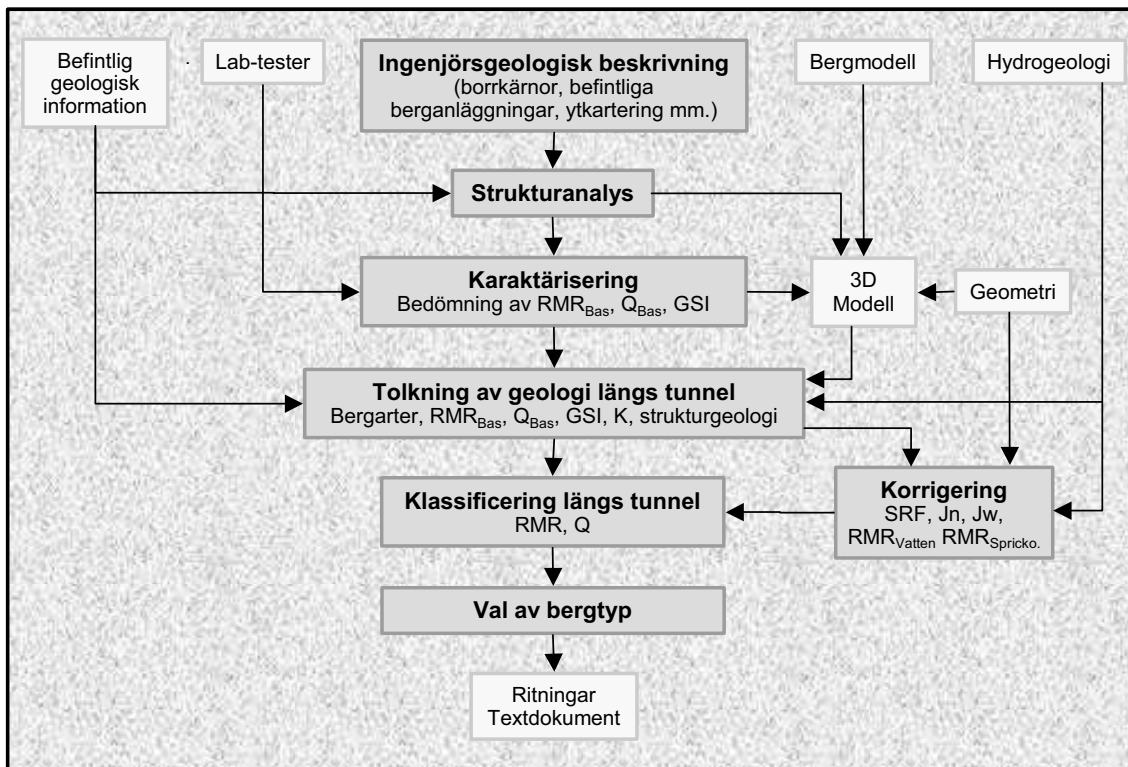
3 Metodik för upprättande av ingenjörsgelogisk prognos

3.1 Allmänt

På ett tidigt stadium i projektet beslutades att använda mer än ett klassificeringssystem. Motivet till detta är att de befintliga systemen dels tar hänsyn till något olika parametrar, dels att de används för olika syften i den övergripande dimensioneringsstrategin för Citybanan. RMR-systemet (Bieniawski, 1989) används förutom att bedöma bergkvaliteten och olika bergtyper, även till att utgöra underlag för uppskattning av bergmekaniska hållfasthets- och deformationsegenskaper med hjälp av GSI (se t.ex. Hoek et al., 1992 och Marinou och Hoek, 2000) och Hoek-Brown:s brottvillkor (t.ex. Hoek et al., 2002). Q-systemet (se t.ex. Barton et al., 1974 och Barton, 2002) används dels som delunderlag för att uppskatta erforderlig förstärkning (d.v.s. som dimensioneringsmetod) och dels för att fånga upp de egenskaper som RMR-systemet inte tar hänsyn till, i syfte att erhålla en bättre förståelse för bergmassans karaktär och därmed underlätta bedömning av gränfall mellan olika bergtyper. Notera att Q-systemet inte används för uppskattning av bergmekaniska egenskaper inom Citybanan.

Metodiken för upprättande av ingenjörsgelogiska prognoser är baserad på ett systematiskt arbetssätt där varje delsteg i prognosarbetet dokumenteras i syfte att resultatet ska bli enhetligt, spårbart och kommunicerbart, se Figur 1. Metodiken utgår ifrån en grundläggande ingenjörsgelogisk beskrivning av borrhäror, befintliga tunnlar, hållar, etc. Denna beskrivning resulterar sedan tillsammans med lab-tester och strukturanalys i en allmän "karaktärisering" av bergmassan i "lokal" skala för respektive "informationskälla". Karaktäriseringen uttrycks med hjälp av RMR_{Bas} , Q_{Bas} , och GSI, d.v.s. hänsyn tas inte till "yttre" faktorer såsom spänningsförhållanden, vattenförhållanden, tunnelutformning, tunnelläge, korsningar, tunnelpåslag och sprickorientering i förhållande till drivningsriktning (d.v.s. SRF , J_w , RMR_{Vatten} och $RMR_{Spricko}$). Därefter utförs en tolkning av geologin och karaktäriseringen längs tunneln. För att utföra denna tolkning utnyttjas även befintlig geologisk information. Nästa moment är att korrigera parametrarna SRF , J_w , RMR_{Vatten} och $RMR_{Spricko}$ längs tunneln, vilket resulterar i en "klassificering" uttryckt i RMR och Q. I detta moment korrigeras även Q-parametern " J_n " med hänsyn till tunnelpåslag och tunnelkorsningar. Slutligen görs en bedömning av "bergtyper", vilka uttrycks i förutbestämda RMR-intervall. Prognosen redovisas på ritningar och i text-dokument.

I nedanstående avsnitt (3.2-3.8) beskrivs några av komponenterna i prognosarbetet lite mera i detalj. Dessa är markerade med gröna rutor i Figur 1.



Figur 1. Flödesschema som illustrerar den metodik som använts för att upprätta ingenjörsgelogiska prognoser inom Citybanan. *Flowchart showing the process used for forecasting ground conditions for the City Line project.*

3.2 Ingenjörsgelogisk beskrivning

Det första steget i prognosarbetet har varit att sammanställa tillgänglig befintlig geologisk information och studera den storskaliga geologin för att bl.a. identifiera regionala bergartsled, strukturer, etc. Därefter har geologisk kartering av hållar, befintliga skärningar och tunnlar utförts. Baserat på denna information och tunnelsystemets geometri har sedan ett förundersökningsprogram upprättats och genomförts. Detta har huvudsakligen utgjorts av kärnbörning med tillhörande kärnkartering och lab-tester.

Flera experter, däribland Hoek (2000) och Bienawski (1990), rekommenderar att berget inledningsvis beskrivs i geologiska termer innan det bedöms utifrån de poängsystem som är förknippade med olika klassificeringssystem. För detta ändamål har i princip ISRM:s rekommendationer för geologisk beskrivning av bergmassan utnyttjats (Brown, 1981). Dessa har modifierats något med hänsyn till modern teknik och Citybanans behov. Fördelen med detta arbetssätt är att man får en ”komplett” och från klassificeringssystemen oberoende ingenjörsgelogisk beskrivning av bergmassan.

Den ingenjörsgelogiska beskrivningen har delats in i en generell del och en del bestående av sprickkartering.

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

Vid sprickarteringen har följande karterats: (1) läge för spricka, (2) sprickorientering (strykning och stupning), (3) sprickavstånd, (4) sprickfrekvens, (5) RQD, (6) kontinuitet ("persistence") (vid kartering av hållar, bergskärningar, befintliga tunnlar), (7) sprickråhet, (8) spricköppning ("apertur"), (9) sprickfyllnad (typ av mineral och tjocklek/mängd), (10) omvandlingsgrad, (11) vattenföring och (12) antal sprickgrupper.

3.3 Strukturanalys

Strukturanalys är ett viktigt moment i prognosarbetet eftersom strukturgeologin kan vara av stor betydelse för både drivningstekniska och stabilitetsmässiga aspekter. Strukturanalys har gjorts genom att studera polpunkts- och rotdiagram baserat på sprickorienteringsdata från kärnborrhål, befintliga tunnlar, skärningar, hållar, etc. Med hjälp av strukturanalysen har bergmassan sedan delats in i domäner med likartade strukturgeologiska förhållanden.

Vid utförande av strukturanalys är det viktigt att ta ställning till hur de olika informationskällorna (kärnborrhål, bergskärningar, etc.) är orienterade i förhållande till varandra. Om det t.ex. finns observationer tagna längs tre mer eller mindre ortogonala riktningar/orienteringar har man en databas där sprickor av alla förekommande orienteringar med stor sannolikhet är representerade med ungefär lika stor vikt. Om däremot data samlats in från ensartade riktningar/orienteringar finns det risk för att vissa sprickorienteringar blir överrepresenterade jämfört med andra. I dessa fall kan korrigering behövas för att få fram representativa orienteringar för olika sprickgrupper. Denna korrigering har inom Citybanan utförts med hjälp av s.k. "Terzagi-korrigering" (Terzagi, 1965) som utgörs av en viktningsprocedur med hänsyn till informationskällornas orientering i förhållande till sprickornas orientering.

I samband med strukturanalysen har olika sprickgrupper identifierats inom olika strukturgeologiska domäner. Eftersom antalet sprickgrupper utgör underlag för poängbedömningen av en av parametrarna i Q-systemet (J_n) kan detta vara ett känsligt ställningstagande. Detta diskuteras mer i avsnitt 3.4.3.

3.4 Karaktärisering

3.4.1 Allmänt

Inom Citybanan används begreppet "karaktärisering" i betydelsen "klassificering", men utan hänsynstagande till "yttre" faktorer såsom spänningsförhållanden, vattenförhållanden, tunnelutformning, tunnelläge, korsningar, tunnelpåslag och sprickorientering i förhållande till drivningsriktning. Denna terminologi och tillvägagångssätt är i överensstämmelse med Banverkets projekteringsanvisningar

(Lundman, 2006). Karaktäriseringsvärdena har betecknats med RMR_{Bas} respektive Q_{Bas} . Karaktärisering med GSI har gjorts genom att helt enkelt utnyttja det empiriska sambandet enligt Ekvation 1.

$$GSI=RMR_{Bas}-5 \quad (1)$$

Karaktärisering av borrhävar har gjorts i en-metersintervall. Ett motiv till detta har varit att i möjligaste mån undvika tolkningsvariationer mellan olika geologer som arbetar i projektet avseende var olika geologiska gränser är lokaliserade, eftersom enhetslängden kan påverka karaktäriseringsvärdena. Ett annat motiv är att ett enhetligt sektionsintervall underlättar statistisk behandling av data.

3.4.2 Val av poängvärdet för RMR_{Bas}

Hållfasthet hos intakt bergmaterial, RQD, sprickavstånd och sprickegenskaper

Poängvärdet för hållfasthet hos intakt bergmaterial, RQD, sprickavstånd och sprickegenskaper har valts enligt rekommendationer av Bieniawski (1989).

Grundvattenförhållanden

Poängvärde för grundvattenförhållanden, RMR_{Vatten} , har alltid satts till 15 (d.v.s. ”torra förhållanden”).

Orientering av sprickor i förhållande till drivningsriktning

Ingen justering gjorts för sprickornas orientering i förhållande till drivningsriktningen, d.v.s. $RMR_{Spricko}$, har satts till 0.

3.4.3 Val av poängvärdet för Q_{Bas}

RQD

Poängvärde har satts lika med beräknat RQD-värde, dock ≥ 10 .

J_n

Enligt Barton (2002) ska värdet på J_n väljas med hänsyn till antalet sprickgrupper som kan identifieras. Val av poängvärde för J_n baserat på information från borrhävar är principiellt problematiskt, vilket diskuteras nedan.

En vanlig metod för att utvärdera antalet sprickgrupper i en borrhäva är att försöka identifiera parallella sprickor i kärnan. Denna metod har dock sina begränsningar där den huvudsakliga orsaken är att det är lätt att missa någon signifikant sprickgrupp beroende på orienteringen av borrhålet i förhållande till sprickornas orientering. En alternativ metod är att uppskatta antalet sprickgrupper baserat på strukturanalys. Denna metod ”lider” dock också av begränsningar eftersom ingen tydlig definition finns för vad som ska inräknas i begreppet ”sprickgrupp”. Ett exempel som illustrerar detta problem är att strukturanalys av ”typiskt Stockholmsberg” nästan alltid resulterar i identifikation av minst två sprickgrupper plus en slumpvis, d.v.s. $J_n \geq 6$. Detta innebär att den första kvoten i Q-värdesberäkningen (RQD/J_n) för en bergmassa med relativt få

sprickor, högt RQD (t.ex. 100 %) och stor blockstorlek alltid blir ≤ 17 . Om sedan sprickavståndet ökar under konstant RQD-värde (100 %) och antalet sprickgrupper är detsamma ($J_n \geq 6$) blir kvoten RQD/J_n fortfarande ≤ 17 . Detta innebär att den första kvoten i Q-värdesberäkningen kan misslyckas att beskriva bergmassans "relativa blockstorlek" i sprickfattigt berg.

Mot bakgrund av ovanstående har valet av poängvärde för J_n vid "bra blockigt berg" (fall A-G enligt Barton, 2002) baserats på en detaljerad strukturanalys för de delar av den strukturella domänen som har dessa bergförhållanden. Vid bedömningen av om en sprickgrupp ska räknas eller inte bör även hänsyn tas till det förväntade sprickavståndet inom sprickgruppen. Detta innebär att endast sprickgrupper som är väl utvecklade har medräknats vid bedömning av poängvärde för J_n . Svagt utvecklade sprickgrupper har räknats som "slumpvisa sprickor". Vid mer uppsprucket berg ("sockerbitsberg" eller "krossat berg, fall H och J enligt Barton, 2002) har poängvärdet för J_n valts enligt tabellen i Barton (2002), d.v.s. 15 respektive 20.

Barton föreslår även att poängvärdet för J_n korrigeras med hänsyn till tunnelpåslag och tunnelkorsningar. Eftersom hänsyn till tunnelutformning inte ska tas vid karaktärisering har denna korrigering inte gjorts i samband med framtagning av karaktäriseringsindex (Q_{Bas}) utan i samband med korrigeringen i tunnelskala (se avsnitt 3.6).

J_r och J_a

Barton (2002) rekommenderar att parametrarna J_r och J_a väljs så att de är relevanta för den svagaste sprickgruppen eller diskontinuiteten i ett tunnelavsnitt som är av betydelse för stabiliteten. J_r representerar sprickråhet och J_a omvandlingsgraden av sprickytorna eller fyllnadsmaterialet. Om sprickgruppen eller diskontinuiteten med det lägsta värdet av kvoten J_r/J_a har en gynnsam orientering för konstruktionens stabilitet, kan en andra, mindre gynnsamt orienterad sprickgrupp med högre J_r/J_a -värde, vara mer betydande för konstruktionens stabilitet (Barton m.fl., 1974). Barton (2002) anger att poängvärden för J_r och J_a därför skall väljas för den sprickgrupp/diskontinuitet som är minst gynnsam för stabiliteten med avseende på både orientering och skjuvmotstånd.

I Banverkets projekteringsanvisningar (Lundman, 2003) rekommenderas också att denna procedur används vid "klassificering" men inte vid "karaktärisering" eftersom hänsyn inte ska tas till "yttre" faktorer såsom tunnelns utformning (t.ex. riktning) vid karaktärisering. Inom Citybanan har därför J_r och J_a valts för den sprickgrupp/diskontinuitet som är minst gynnsam enbart med avseende på skjuvmotstånd (d.v.s. oberoende av orientering). Det bör dock noteras att detta tillvägagångssätt genererar konservativa resultat jämfört med Bartons rekommendationer.

SRF och J_w

Poängvärde för SRF och J_w har satts till 1.

3.5 Tolkning av geologi längs tunnel

För att utföra geologisk tolkning längs tunnelsystemet har integrerad hänsyn tagits till karaktäriseringen, strukturanalysen, befintlig geologisk samt hydrogeologisk information. Ett bra exempel där underlaget använts på en interaktiv sätt är vid tolkning av svaghetszoner där den ingenjörsgelogiska beskrivningen, bergmodellen och resultat från karaktärisering använts för att få fram information om svaghetszonens mäktighet och utsträckning samt geologiska och hydrogeologiska karaktär. Därefter har resultat från strukturanalysen samt bergmodellen använts för att få fram information om svaghetszonens förväntade orientering. Gränsdragningen för de olika ingenjörsgelogiska enheterna är dock en relativt subjektiv bedömning och påverkas delvis av både hur mycket undersökningar som utförts och undersökningarnas placering. Där det varit möjligt har placering och orientering av olika typer av ingenjörsgelogiska gränser baseras på geologisk och/eller strukturgeologisk information och inte på anläggningsutformning, vilket ibland kan vara frestande.

Målet med tolkningen är att dela in tunneln i enheter likartad karaktär för: (1) Bergart, (2) Q_{Bas} , (3) RMR_{Bas} , (4) GSI, (5) hydraulisk konduktivitet (K) och (6) strukturgeologi. Bergmassor är som regel inhomogena, vilket innebär att det finns en naturlig variation i deras mekaniska och hydrauliska egenskaper i "tunnelskala", även inom enheter med "likartad karaktär". För att hantera denna naturliga variation har min-, typ- och maxvärden uppskattas för Q_{Bas} , RMR_{Bas} , GSI och K längs tunneln. Även variationen i sprickgruppers orientering (strykning och stupning) har angivits på detta sätt.

Det är viktigt att påpeka att i detta moment av prognosarbetet har anläggningens geometri endast använts som "geografisk information" för att kunna prognostisera berggrundens karaktär längs tunnelsystemet. För detta arbete kan det vara lämpligt att ta hjälp av tre-dimensionell geologisk modellering där man kan redovisa anläggningsgeometri samt all geologisk information tillsammans.

3.6 Korrigering

För att erhålla en prognos av klassificeringsvärden enligt RMR- och Q-systemen måste karaktäriseringsvärdena längs tunnarna korrigeras med hänsyn till de "yttre" faktorer som nämnts tidigare. Detta innebär att J_n , SRF och J_w korrigeras för Q och att RMR_{Vatten} och $RMR_{Spricko}$ korrigeras för RMR. Nedan beskrivs hur dessa korrigeringar gjorts inom Citybanan.

Korrigering av $RMR_{Spricko}$.

Syftet med parametern $RMR_{Spricko}$ är att bedöma hur tunnelstabiliteten påverkas av sprickornas orientering i förhållande till drivningsriktning. Detta är en relativ enkel parameter att poängsätta i berggrunder som har en starkt utvecklad/dominerande sprickgrupp, vilket brukar vara fallet i t.ex. lagrat sedimentärt berg och i skiffer. I kristallint, blockigt berg där det oftast finns ett antal relativt svagt utvecklade sprickgrupper samt en stor andel av "slumpvisa" sprickor är däremot uppskattningen av denna parameter relativt svår.

För att göra korrigering av RMR_{Spricko} , måste dels en strukturanalys utföras för aktuell tunnelsträcka, dels drivningsriktningen vara bestämd. Inom Citybanan har stora korrigeringar (t.ex. $RMR_{\text{Spricko}} = -12$) gjorts restriktivt för att inte driva ned resulterande RMR-värden till orimligt konservativa värden. Vid korrigeringen har därför hänsyn även tagits till följande aspekter:

- sprickgruppens troliga förekomst (sprickavstånd eller sprickfrekvens) i förhållande till utbrytningens dimension (spännvidd)
- de i sprickgruppen ingående sprickornas bedömda kontinuitet (spricklängd) i förhållande till utbrytningens dimension (spännvidd)
- om samverkande sprickgrupper finns (anm: det krävs minst tre samverkande sprickor för att ett block ska kunna bildas i tunneltak)
- övriga faktorer som t.ex. rådande bergspänningsförhållanden och erfarenheter av drivningsproblem vid olika sprickorienteringar i förhållande till drivningsriktning i ”Stockholmsberg” (d.v.s. kan aktuella bergspänningsförhållanden verka stabiliserande vid rådande sprickgeometri?).

Korrigering av RMR_{Vatten} och J_w

Poängvärde avseende grundvattenförhållanden enligt RMR-systemet ska enligt Bieniawski (1989) väljas med hänsyn till inflöde till tunneln eller förhållandet mellan grundvattentryck i sprickor och största huvudspänning. Citybanans tunnlar ligger på relativt litet djup och kommer att vara tätade med hjälp av omfattande injekteringsinsatser eftersom täthetskraven på tunneln är mycket höga. Detta innebär att vattentrycket är relativt lågt och att inflödet till tunneln generellt kommer att bli mycket litet. Mot ovanstående bakgrund har korrigeringen av RMR_{Vatten} bedömts utifrån prognosen för bergmassans oinjekterade hydrauliska konduktivitet, förväntad injekteringseffektivitet och bedömd resulterande inläckningen under hänsynstagande till vald injekteringsmetodik. Detta har inneburit att värdet för RMR_{Vatten} i normala fall satts till 15 vid klassificering av bergmassan i tunnelskala. Ett lägre värde kan dock väljas för tunnelavsnitt där ett signifikant inflöde kan förväntas p.g.a. att det kan bli svårt att få tätt med hjälp av injekteringen (t.ex. vattenförande svaghetszoner). Poängvärde för J_w har av samma orsaker som för RMR_{Vatten} satts till 1 i normala fall vid klassificering av bergmassan i tunnelskala och till ett lägre värde då ett signifikant inflöde kan förväntas.

Korrigering av J_n med hänsyn till tunnelpåslag och korsningar.

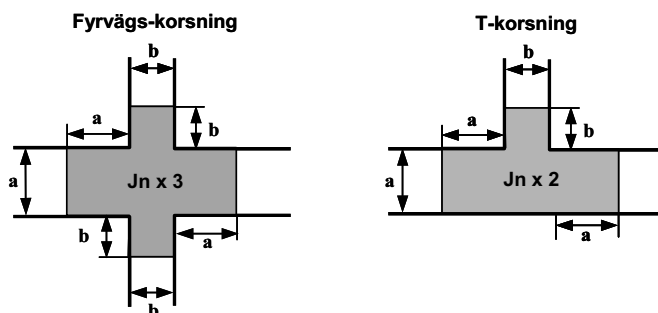
För tunnelpåslag rekommenderar Barton (2002) att poängvärdet för J_n multipliceras med två (2). Barton ger dock inga rekommendationer för hur långt in i tunneln från påslaget som detta bör göras.

Korrigeringen av poängvärde för J_n har gjorts på en tunnelsträcka motsvarande tunnelns spännvidd, avrundat uppåt till jämna femmetersintervall.

Ovanstående innebär att Q-värden, med hänsyn till korrigering av J_n reduceras med en faktor 2 (d.v.s. $Q_{\text{Bas}}/2$) vid tunnelpåslag.

För korsningar rekommenderar Barton (2002) att poängvärdet för J_n multipliceras med tre (3). Inga rekommendationer ges dock för hur långt tunnelavsnitt från en korsning som korrigeringen bör göras, ej heller ges några rekommendationer för hur ”T-korsningar” bör hanteras.

Korrigerig av J_n med hänsyn till ”Fyrvägs-korsning” respektive ”T-korsning” har gjorts enligt Figur 2.



Figur 2. Korrigerig av poängvärde för J_n med hänsyn till korsningar. *Correction of J_n due to the influence of junctions.*

Korrigerig innebär att Q-värden reduceras med en faktor 3 ($Q_{Bas}/3$) respektive 2 ($Q_{Bas}/2$) för fyrvägs- respektive T-korsning. Avstånden ”a” och ”b” i Figur 2 har avrundats uppåt till jämna fem-metersintervall.

Korrigerig av SRF

Barton (2002) rekommenderar att val av poängvärde för SRF görs med hänsyn till följande kategorier bergförhållanden:

- a) ”weakness zones intersecting excavation”
- b) ”competent rock”
- c) ”squeezing rock”
- d) ”swelling rock”.

Val av SRF-värde för bergförhållanden enligt kategori a (”weakness zones intersecting excavation”), c (”squeezing rock”) och d (”swelling rock”) har i förekommande fall gjorts enligt Bartons (2002) rekommendationer.

För kategori b (”competent rock”), föreslår Barton att SRF väljs baserat på antingen kvoten mellan enaxiell tryckhållfasthet och största huvudspänningen (σ_c/σ_1) eller kvoten mellan största tangentiella spänning på tunnelranden och enaxiell tryckhållfasthet (σ_θ/σ_c). För kompetent berg längs Citybanan kommer kvoten σ_c/σ_1 ligga i intervallet 15-150, d.v.s. fall ”J” (gynnsamma spänningsförhållanden) enligt Barton (2002). Detta innebär att SRF-värdet har valts till 1 för kompetent berg.

Barton föreslår även vissa korrigeringar av SRF-värdet för ytligt förlagda tunnlar. Dessa tar dock inte hänsyn till tunnelns bergtäckning i förhållande till tunnelns spännvidd. För Citybanan rekommenderas därför att SFR-värdena korrigeras med hänsyn till bergtäckning (BT) i förhållande till tunnelns spännvidd (B) enligt:

- SRF=5,0 då $BT \leq B/2$
- SRF=2,5-5,0 då $B/2 < BT \leq B$
- SRF=1,0 då $BT > B$.

Ovanstående rekommendation innebär att Q-värden i kompetent berg har reducerats med en faktor 2,5-5 vid bergtäckningar mindre än eller lika med tunnelns spännvidd. För bergtäckningar större än tunnelns spännvidd har ingen korrigering gjorts med hänsyn till bergtäckning.

3.7 Klassificering längs tunnel

För att få fram slutliga klassificeringsvärden för Q- och RMR-systemen justeras karaktäriseringsvärdena (Q_{Bas} och RMR_{Bas}) med hänsyn till korrigerade poängvärden för de parametrar som beskrivs i avsnitt 3.6. Eftersom såväl karaktäriseringsvärdena som korrigeringarna i detta skede är prognostiserade längs tunneln utgör detta moment i prognosarbetet endast en enkel räkneoperation. Klassificeringsvärdena har liksom karaktäriseringsvärdena redovisats som min-, typ- och max-värden för att spegla variationen i bergmassans kvalitet inom en ingenjörsgelogisk enhet.

3.8 Val av bergtyp

För RMR-systemet tas ytterligare ett steg, nämligen att välja ”bergtyp”. Som stöd för detta har en verbal beskrivning av bergmassan för olika bergtyper upprättats, se Tabell 1. De olika bergtyperna har även kopplats till förutbestämda bergkvalitetsintervall uttryckt i RMR. Gränserna för dessa intervall har justerats (objektsanpassats för Citybanan) jämfört med de gränser som Bieniawski (1989) redovisar för olika bergklasser. Denna justering har inneburit att berget inom Citybanan delats in i fyra ”bergtyper” i stället för fem ”bergklasser”. Detta är orsaken till att begreppet ”bergklass” byts ut mot begreppet ”bergtyp” inom projekt Citybanan. För att undvika förväxling med Bieniawski:s bergklasser (som benämns I, II, III, o.s.v.) har de olika bergtyperna benämnts A, B, C och D. Eftersom bergkvalitetsintervallen för respektive bergtyp är förutbestämda kan det hända att min-max-intervallet för prognostiserade RMR-värden längs tunneln inte helt stämmer överens med de förutbestämda bergkvalitetsintervallen för de olika bergtyperna. Det är därför viktigt att valet av bergtyp görs med stor omsorg. Motivet till användning av förutbestämda RMR-intervall för olika bergtyper är att s.k. ”typförstärkningar” ska kunna kopplas till bergkvaliteten.

Tabell 1. Beskrivning av bergtyper. Site specific description of rock types.

Bergtyp	Beskrivning av bergmassa ^{a)}	Förväntad bergkvalitet ^{e)}
A	<p>Storblockig till medelblockig granit^{b)} eller gnejsgranit. Majoriteten av sprickorna har råa sprickytor med ingen eller små mängder sprickfyllning (huvudsakligen biotit, kalcit och kvarts). Enstaka släta sprickor belagda med klorit kan förekomma.¹⁾</p> <p>och/eller</p> <p>Storblockig till medelblockig sparsamt förskiffrad gnejs dominerad av kvarts- och fältspatsmineral. Folieringen framträder som tunna lager av glimmermineral (huvudsakligen biotit). Majoriteten av sprickorna har råa sprickytor med ingen eller små mängder sprickfyllning (huvudsakligen biotit, kalcit och kvarts). Enstaka släta sprickor belagda med klorit kan förekomma.¹⁾</p> <p>och/eller</p> <p>Storblockig till medelblockig pegmatit. Pegmatiten uppträder huvudsakligen som gångar eller inlagringar i ovan beskrivna typer av bergmassa. Majoriteten av sprickorna har råa sprickytor med ingen eller små mängder sprickfyllning (huvudsakligen biotit, kalcit och kvarts). Enstaka släta sprickor belagda med klorit kan förekomma.¹⁾</p> <p>1) Mindre partier av bergtyp B kan förekomma.</p>	70≤RMR≤100
B	<p>Medelblockig till småblockig granit^{b)} eller gnejsgranit. Majoriteten av sprickorna har något råa till släta sprickytor fyllda med små mängder av antingen hårda mineraler (t.ex. kalcit och fältspat) eller mjuka mineraler (t.ex. klorit, talk, grafit och lermineral). Enstaka sprickor med harneskytor ("slickensides") kan förekomma.²⁾</p> <p>och/eller</p> <p>Medelblockig till småblockig måttligt förskiffrad gnejs. Bergmassan karakteriseras av ungefär lika omfattning av kvarts- och fältspatrikt blockigt berg och glimmerrikt (huvudsakligen biotit) skiffrikt berg. Majoriteten av sprickorna har något råa till släta sprickytor fyllda med små mängder av antingen hårda mineraler (t.ex. kalcit och fältspat) eller mjuka mineraler (t.ex. klorit, talk, grafit och lermineral). Enstaka sprickor med harneskytor ("slickensides") kan förekomma.²⁾</p> <p>och/eller</p> <p>Medelblockig till småblockig pegmatit. Pegmatiten uppträder huvudsakligen som gångar eller inlagringar i ovan beskrivna typer av bergmassa. Majoriteten av sprickorna har något råa till släta sprickytor fyllda med små mängder av antingen hårda mineraler (t.ex. kalcit och fältspat) eller mjuka mineraler (t.ex. klorit, talk, grafit och lermineral). Enstaka sprickor med harneskytor ("slickensides") kan förekomma.²⁾</p> <p>2) Mindre partier av bergtyp C kan förekomma.</p>	50≤RMR<70
C	<p>Småblockig till uppkrossad omvandlad/breccierad granitisk bergmassa. Majoriteten av sprickorna är släta och fyllda med mjuka mineraler (t.ex. klorit, talk, grafit och lermineral). Relativt frekvent förekomst av sprickor med harneskytor.³⁾</p> <p>och/eller</p> <p>Småblockig till uppkrossad starkt förskiffrad bergmassa. Glimmerrikt (biotit och klorit) skiffrikt berg dominerar över kvarts- och fältspatrikt blockigt berg. Majoriteten av sprickorna är släta och fyllda med mjuka mineraler (t.ex. klorit, talk, grafit och lermineral). Relativt frekvent förekomst av sprickor med harneskytor ("slickensides").³⁾</p> <p>3) Smala zoner av bergtyp D kan förekomma.</p>	30≤RMR<50
D	<p>Starkt tektoniskt påverkad, sönderdelad och uppkrossad bergmassa. Omfattande utbildning av skjuvplan. Majoriteten av sprickorna är glatta och fyllda med stora mängder av mjuka mineraler (t.ex. klorit, talk, grafit och lermineral).</p>	RMR<30

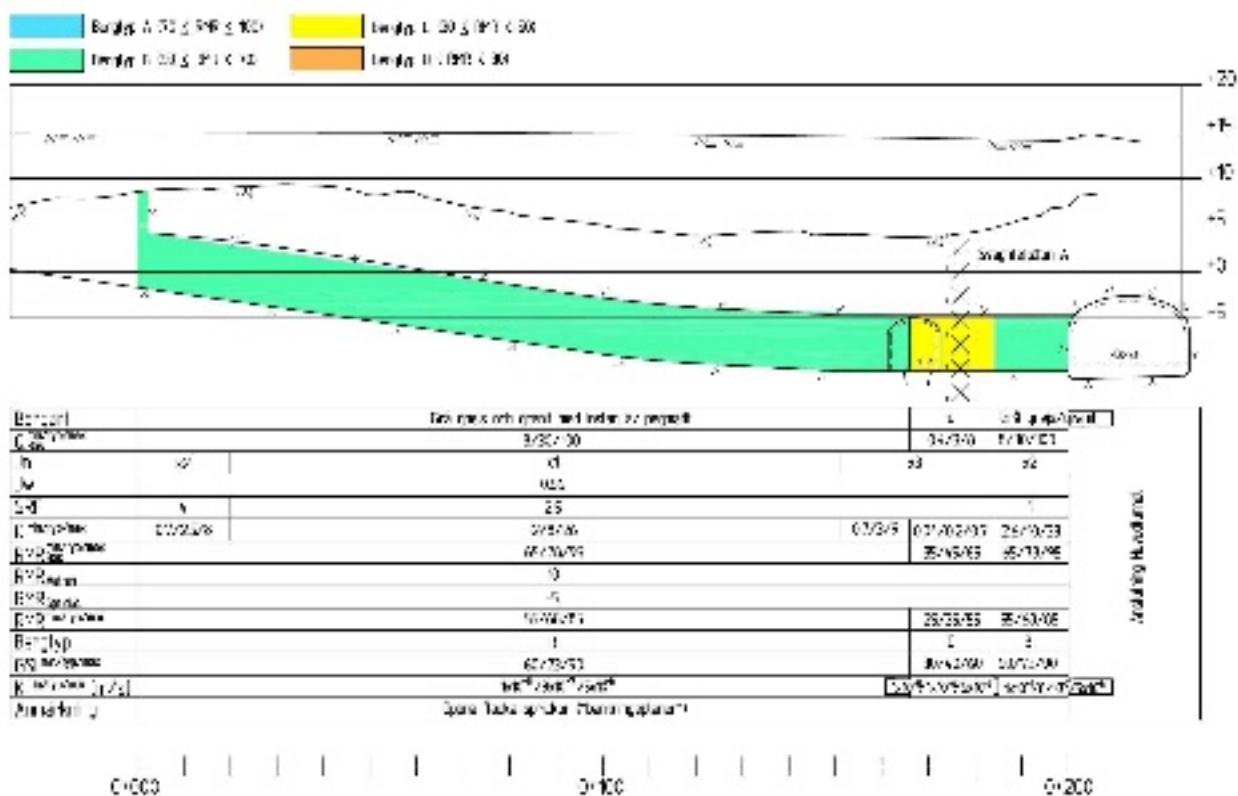
a) I gnejsiga/skiffrika bergmassor kan inlagringar eller linser av amfibolit förekomma. Diabasgångar kan förekomma i samtliga typer av bergmassa.

b) Inbegriper även andra intrusiva bergarter så som t.ex. granodiorit, syenit och gabbro.

c) Angivna bergkvalitetsintervall är ungefärliga och gäller för huvuddelen av bergmassan i respektive bergtyp. Angivna bergkvalitetsintervall förutsätter generellt att torra förhållanden råder ($RMR_{\text{vatten}}=15$), d.v.s. att lyckad förinjektering utförs eller att bergets hydrauliska konduktivitet är mycket låg, samt att drivningsriktningen i förhållande till orienteringen på dominerande sprickriktning är mycket fördelaktig ($RMR_{\text{sprickor}}=0$). Om hänsyn ska tas även till dessa parametrar måste såväl beskrivningarna av de olika typerna av bergmassa kompletteras som förväntad bergkvalitet korrigeras. För att ta hänsyn till dessa aspekter skulle tabellen behöva många fler bergtyper, vilket ligger utanför syftet med tabellen.

4 Ritningsexempel

I Figur 3 redovisas ett ritningsexempel av en ingenjörsgelogisk prognos i profil längs en tunnel inom Citybanan. Det bör dock påpekas att en komplett ingenjörsgelogisk prognos består av plan- och profilritningar samt ett text-dokument. Av figuren framgår bl.a. hur alla korrigeringar har gjorts.



Figur 3 Exempel på profilritning för ingenjörsgelogisk prognos. *Example of an engineering geological forecast in profile.*

5 Diskussion

Upprättande av ingenjörsgelogiska prognoser är en komplex process som involverar information från många olika informationskällor. Den metodik som använts inom projekt Citybanan skiljer sig i många avseenden från den som normalt används inom Svenskt bergbyggnad. Metodiken har både för och nackdelar vilka redovisas nedan.

Fördelar

- systematiskt arbetsätt baserat på gemensamma riktlinjer vilket minskar risken för olika bedömningar mellan inblandade ingenjörsgeloger

- dokumentation av varje moment i prognosprocessen gör resultatet spårbart och kommunicerbart, och därmed också mindre knutet till enskilda personers kunskaper om de ingenjörsgelogiska förhållandena
- bättre kunskaper (insikt) om bergets karaktär genom användning av två klassificeringssystem och utförande av omfattande strukturgeologiska analyser
- redovisningen ger ett ”komplett” ingenjörsgelogiskt underlag för att uppskatta bergmekaniska parametrar och utföra bergmekaniska analyser med hänsynstagande till variationer i bergets karaktär och kvalitet.

Nackdelar

- tidskrävande
- begränsningar i valda klassificeringssystemens förmåga att beskriva vissa geologiska karaktärsdrag i bergmassan.

Nackdelen med begränsningarna i valda klassificeringssystem hänger främst ihop med svårigheter att bedöma: (1) antalet sprickgrupper (J_n) i samband med karaktäriseringsarbetet, (2) korrigerig av J_n och SRF i vissa geometriska situationer i samband med klassificeringen och (3) $RMR_{Spricko}$. p.g.a. att det sällan finns, en över andra helt dominerande sprickgrupp i aktuellt berg. Dessa svårigheter kan generera både osäkerheter i prognoserna och olikheter mellan olika prognoser inom projektet och måste därför hållas i minnet då designen av tunnlarna utförs.

Referenser

Banverket (2005) BV Tunnel, Standard BVS 585.40.

Barton, N. (2002) Some New Q-value Correlations to Assist in Site Characterization and Tunnel Design. *Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci.* **39**. pp. 185-216.

Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974) Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. *Rock Mechanics*, **6**, 1974, pp. 189-236.

Bieniawski, Z.T. (1989) *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: Wiley & sons. ISBN 0-471-60172-1.

Bieniawski, Z.T. (1990) Tunnel Design by Rock Mass Classifications. *US Army Corp of Engineers, Update of Technical Report GL-79-19*.

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

Hoek, E. (2000) *Rock Engineering – Course Notes*. Available online, URL: www.roscience.com

Hoek, E., Wood D. and Shah S. (1992). A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. *Proc. Rock Characterization, Symp. Int. Soc. Rock Mech.: Eurock '92*, (ed. J.A. Hudson), 209-214. London, Brit. Geotech.

Marinos, P. and Hoek, E. (2000) GSI – A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proc. GeoEng 2000 Conference, Melbourne.

Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and B. Corkum (2002) Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition. In NARMS-TAC 2002: Mining and tunnelling innovation and opportunity, Vol. 1, pp. 267-273. R. Hammah et al., Eds. Toronto: University of Toronto Press. Updated version (Oct 2, 2002) available online, URL: www.roscience.com.

Lundman (2006) Projekteringsanvisningar – Dimensionering av det bärande huvudsystemet för bergtunnlar. Banverket, Järnvägssystem, Rapport BB 06-04, 2006-06-30. Diarienummer: HK06-2982/BA45.

Terzaghi, R. D., (1965) Sources of error in joint surveys, *Geotechnique*, **15**, pp. 287-304.

Citybanan i Stockholm – ”Riktlinjer för kärnkartering och upprättande av ingenjörsgelogisk samt bergteknisk prognos – Underlag för projektering av bygghandling” Dokument Nr: 9564-13-025-004, WSP, 2006-12-12.

A NEW MODELLING APPROACH FOR THE STUDY OF DEFORMATION, YIELD AND FAILURE OF JOINTED ROCK MASSES

Nytt angreppssätt för modellering av bergmassa under belastning och brott

Diego Mas Ivars, Itasca Geomekanik AB, Solna, Sweden

Mathew Pierce, Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, MN, USA

David O. Potyondy, Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, MN, USA

Peter A. Cundall, Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, MN, USA

Sammanfattning: Angreppssättet SRM (Synthetic Rock Mass) är ett nytt sätt att beskriva de mekaniska egenskaperna hos en uppsprucken bergmassa, som kombinerar en partikelmodell för det intakta berget (PFC3D) med statistisk simulering av spricknätverket (DFN). En nyligen utvecklad modell för att simulera sprickor innebär att stora bergvolymerna, med tusentals finita diskformade sprickor, kan belastas i fritt valbara belastningssteg. Resultatet som fås från simuleringarna är bergmassans sprödhet och hållfasthet, utvecklingen av hela deformationsmatrisen under belastningens gång samt den primära fragmenteringen av bergmassan. Denna artikel presenterar resultat från en känslighetsstudie som gjorts för att undersöka hur osäkerheten i indata för SRM påverkar prediktionen av bergmassans brottegenskaper.

Summary: The Synthetic Rock Mass approach (Pierce et al. 2007) is a new methodology for the characterization of the mechanical behaviour of jointed rock masses combining the Bonded Particle Model for rock in PFC3D (Potyondy and Cundall, 2004) and Discrete Fracture Network simulation. A newly added sliding joint model allows for large rock volumes containing thousands of impersistent pre-existing joints to be subjected to any non-trivial stress path to failure. The output produced includes rock mass brittleness and strength, and evolution of the full compliance matrix and primary fragmentation. This paper presents results from a sensitivity analysis performed to obtain a measure of how uncertainty in the input data can impact jointed rock mass failure predictions.

Introduction

The reliable determination of the mechanical properties of large masses of in-situ discontinuous rock has long been one of the most challenging problems in the field of rock mechanics (Brown, 2003). In particular, the large number of competing effects that

influence the fracture process have precluded the development of a universal law which can be used in any practical way to predict the fracture strength for an arbitrary rock (Lockner, 1995).

Traditionally, due to the obvious difficulty of direct full-scale testing of a rock mass, progress in estimating the strength and general constitutive behavior of rock masses has been slow, and reliance has been placed on empirical classification rules and systems derived from practical observations. However, an important limitation of such systems is the inherent uncertainty of extrapolation beyond the limits of the experience from which the rules have been derived and the inability to include the combined effect of all the major factors influencing rock mass behavior.

On the larger scale, the processes of discontinuous slip on joints and fracture development through ‘intact bridge’ regions between the joints is complex (Fairhurst et al. 2007) and difficult to represent in continuum terms. In such cases, it is necessary to use discontinuum and particle mechanics modeling in which complex fracture patterns and material behaviours result without having to employ elaborate continuum constitutive models. The relatively recent development of numerical models based on particle mechanics and the remarkable advances in computer power now allow detailed examination of this type of phenomena for a variety of cases and scales. Numerical experiments can be conducted to simulate jointed rock masses, and to obtain considerable insight into their constitutive behaviour.

The Synthetic Rock Mass (SRM) approach (Pierce et al. 2007) is based on the Bonded Particle Model for rock (Potyondy and Cundall, 2004) with the recently added capability of embedding a three-dimensional fracture network of impersistent disc-shaped joints. This new technique has been recently applied in a caveability study (Pierce et al. 2006). To assess the impact of uncertainty in joint fabric data (including joint orientation, persistence and strength) on the failure predictions, a sensitivity analysis was conducted. Results from this study are presented in this paper.

SRM approach

The Bonded Particle Model (BPM) for rock (Potyondy and Cundall, 2004) treats the rock as a heterogeneous material composed of circular (2D) or spherical (3D) particles bonded together at contacts. Each contact point acts like a pair of elastic springs, allowing normal and shear relative motion. The bonds break if a tensile normal-force or a shear-force limit is reached, being unable to carry tension thereafter. Broken bonds, which remain in physical contact, retain frictional shear resistance in response to normal stress. Even in dominantly compressive stress fields, the heterogeneous nature of the BPM gives rise to localized tensions that might act as sources for growing microcracks (bond breakages) and ‘condition’ the subsequent deformation (Figure 1). ‘Shear band formation’ is often the final stage of extensive tensile microfracturing.

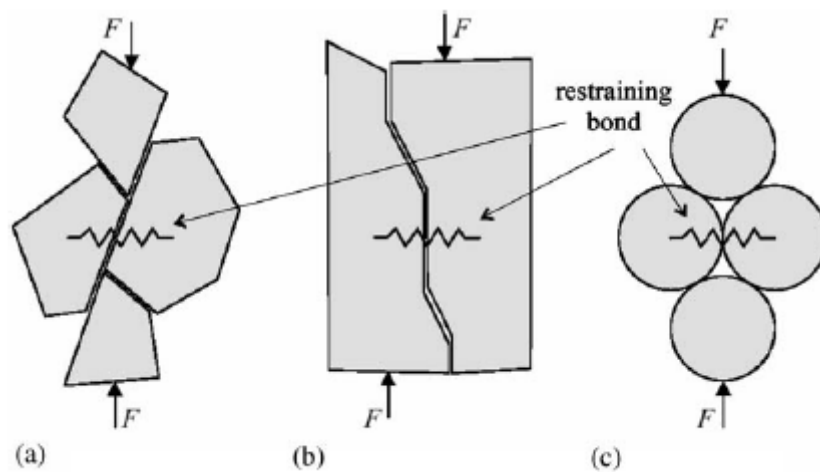


Figure 1: Physical mechanism for compression-induced tensile cracking (a and b) and idealization as bonded assembly of circular particles (Potyondy and Cundall, 2004).

Recently, a newly developed sliding joint model and the capability of embedding a discrete fracture network (DFN) into a bonded particle sample have been added in the PFC2D and PFC3D codes (Itasca, 2004, 2005; Mas Ivars et al, 2007). In this manner, jointed rock mass behavior can be simulated taking into account the combined effect of the main factors affecting its deformation, yield and failure (Mas Ivars et al. 2007). Figure 2 shows a PFC2D simulation of a UCS test on a rock sample with two initial flaws that propagate and coalesce as the test proceeds.

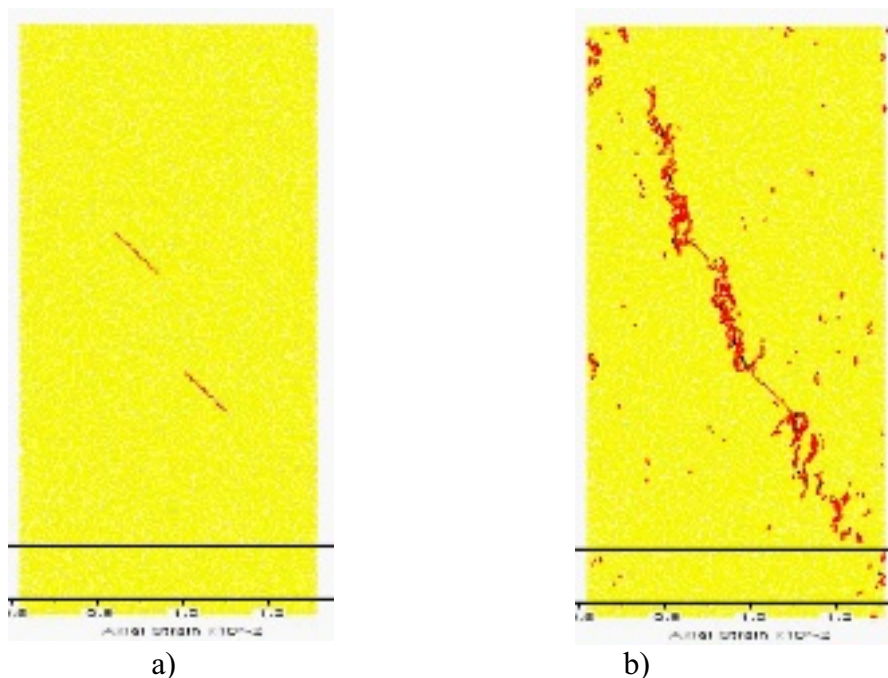


Figure 2: PFC2D simulation of a UCS test in a rock sample with two initial joints (a) that propagate and coalesce (b) (Deisman, 2006).

The Synthetic Rock Mass approach (Pierce et al. 2007) brings together two well established techniques: the BPM for rock and the DFN simulation. This methodology is used as a “virtual laboratory” to complement empirical methods of property estimation. The technique extends the approach of Park et al. (2004) to 10-100m diameter spherical volumes of rock containing thousands of impersistent disc-shaped joints, and subjects these SRM samples to site-specific stress paths. The spherical shape of the samples facilitates application of a general strain path during testing and also decreases the number of particles needed to achieve the required resolution.

Output from the SRM tests includes estimation of rock mass strength, evolution of the full compliance matrix, slip on joints, nature of fracturing and primary fragmentation as the sample follows a specified stress path to failure. Figures 3-5 present results from the application of the SRM approach to a caveability study (Pierce et al. 2006). The total number of particles in the SRM samples used was around 255.000 with a uniform distribution in diameter from 12.4 to 20.6 cm. The samples had 12 m diameter and contained approximately 20.000 joints. For additional details on the nature and way of estimation of the output the reader is referred to Pierce et al. (2007) and Mas Ivars et al. (2007).

The fracture patterns observed within the SRM samples can be correlated with observations of fracture geometries, failure properties and growth evolution derived from high-resolution microseismic data. As part of the mentioned caveability study a comparison of the SRM evolving fracturing pattern obtained from SRM tests on different rock domains and the one derived from the seismicity registered in-situ was performed and the results showed good agreement (Reyes-Montes et al. 2007).

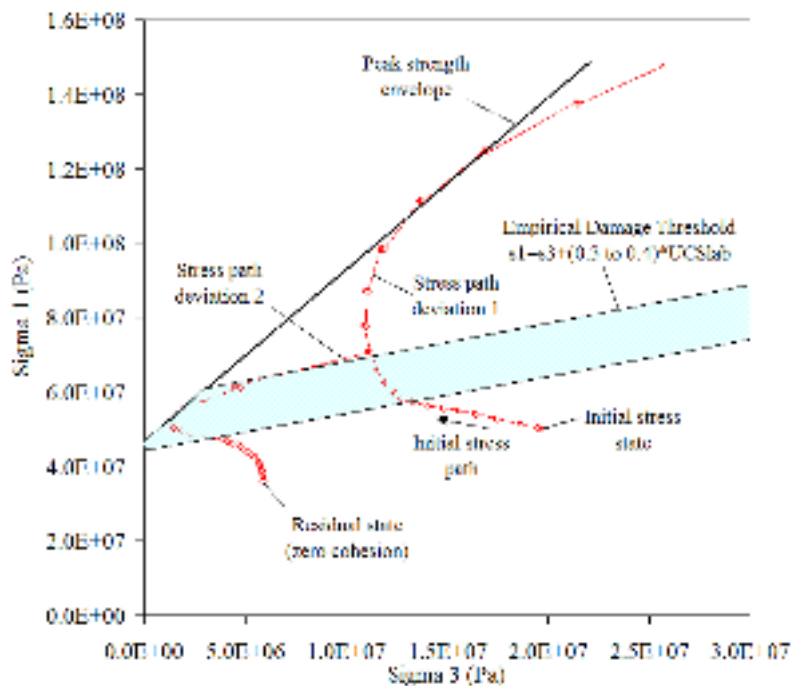


Figure 3: Fitted peak-strength envelope to two different stress paths imposed on the same SRM sample and damage threshold observed.

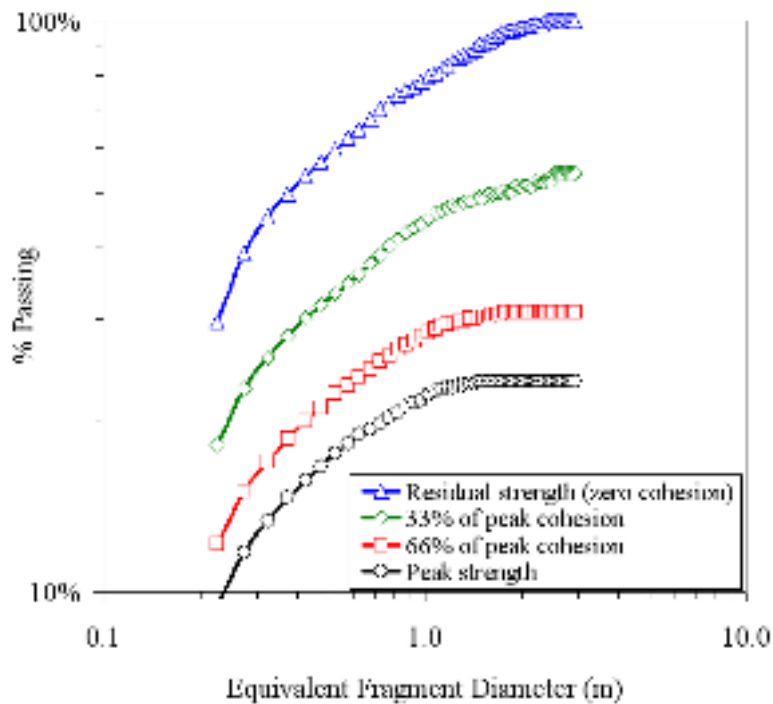


Figure 4. Evolution of isolated block size distribution within the SRM sample as it passes from peak to residual strength.

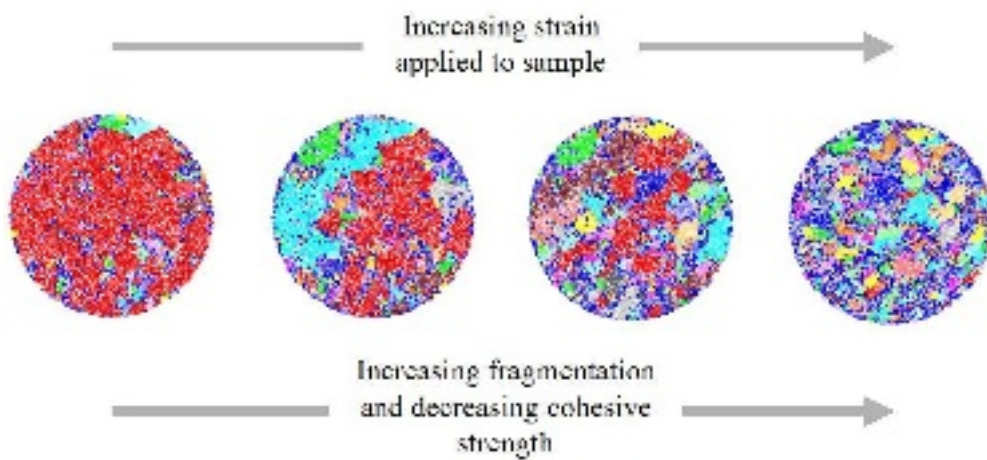


Figure 5. Evolution of fracturing in SRM sample on a vertical cross-section through the centre. Solid colours denote contiguous blocks of bonded material (i.e. isolated intact rock blocks).

Of particular interest is the capability to estimate rock mass brittleness. It is generally understood that softening describes the failure process of rock masses. However, the true nature of a strain-softening response is not known for large field-scale rock masses (Crowder and Bawden, 2004). As discussed by Hajiabdolmajid and Kaiser (2003) brittleness is known to be simultaneously dependent on material properties, on the geometry and size of test samples, and on the loading conditions. The SRM methodology is capable of capturing the impact of all these effects on brittleness which

is estimated by tracking plastic shear strains relative to the evolving cohesion as the rock mass softens from its peak strength to residual strength. Figure 6 shows the cohesion versus plastic shear strain obtained from five different SRM samples in this manner and normalized to cohesion for comparative purposes (Pierce et al. 2007).

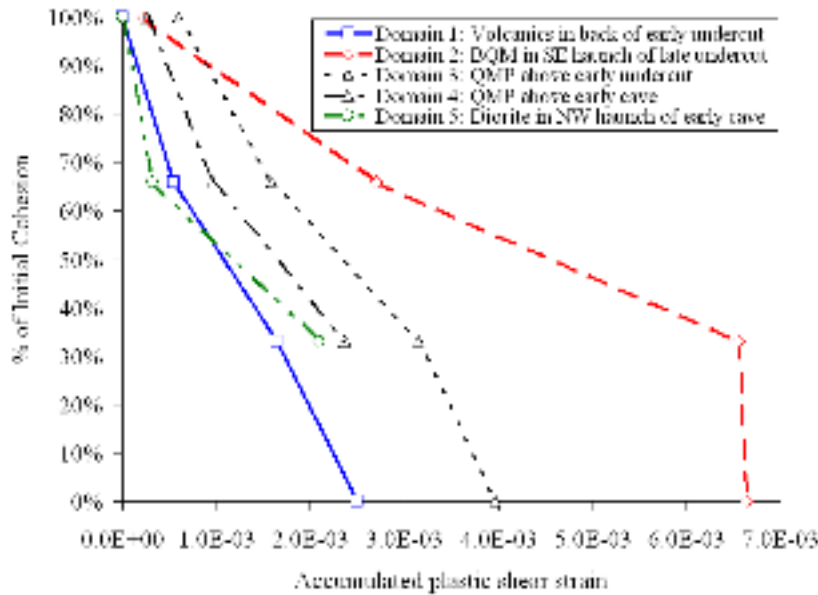


Figure 6. Estimates of brittleness obtained from testing of five different SRM samples (Domains 1-5). (Steep lines indicate high brittleness — i.e. less plastic strain required to lose cohesion).

Sensitivity analysis

In many practical situations, the available data is scarce or has poor quality. In these cases, direct application of the SRM approach can help to identify the most critical factors influencing the predictions. If it is not possible to gather additional data to diminish the uncertainty on the critical aspects identified, useful ranges on the output can be derived from a well-planned SRM sensitivity study.

Within the caveability study a sensitivity analysis was performed to assess the impact of different aspects of the joint fabric on the strength of the SRM samples. The discrete fracture network realizations were generated from available joint data using 3FLO (ICSAS, 2006). Figure 7 and 8 show the fitted peak-strength envelopes and derived UCS values for the five SRM samples tested. Of particular interest is the influence of joint persistence which effect is poorly represented or non-existent in the current methods for strength estimation (Mas Ivars, 2007).

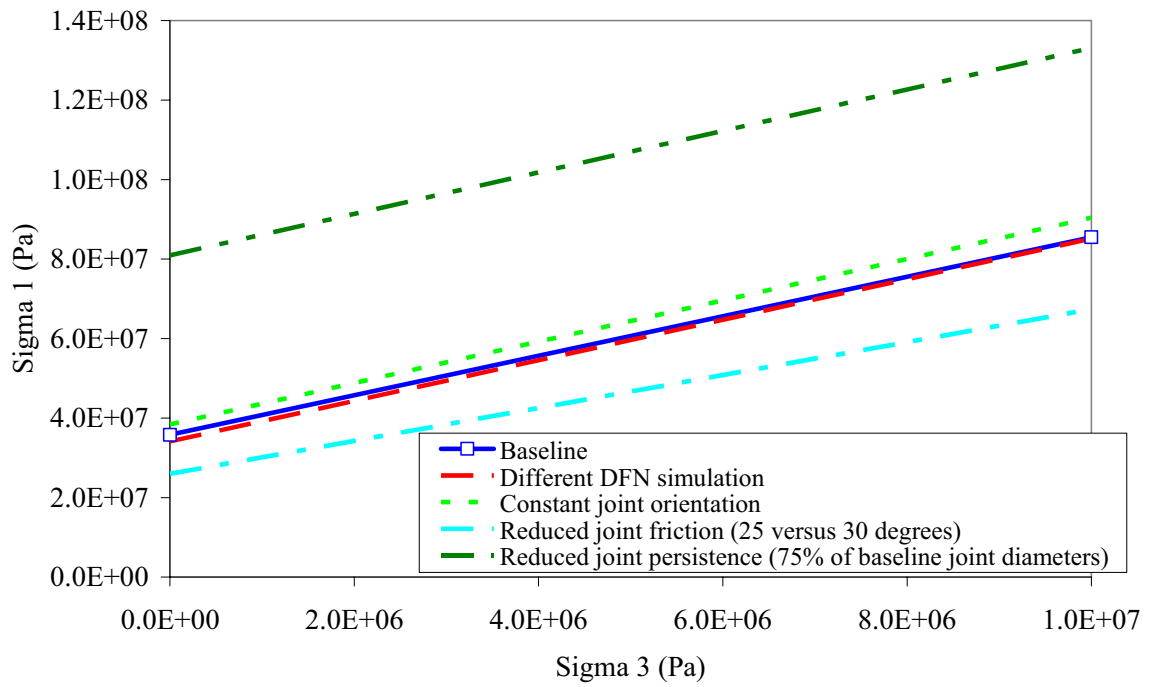


Figure 7: Fitted peak-strength envelope from the sensitivity study SRM samples.

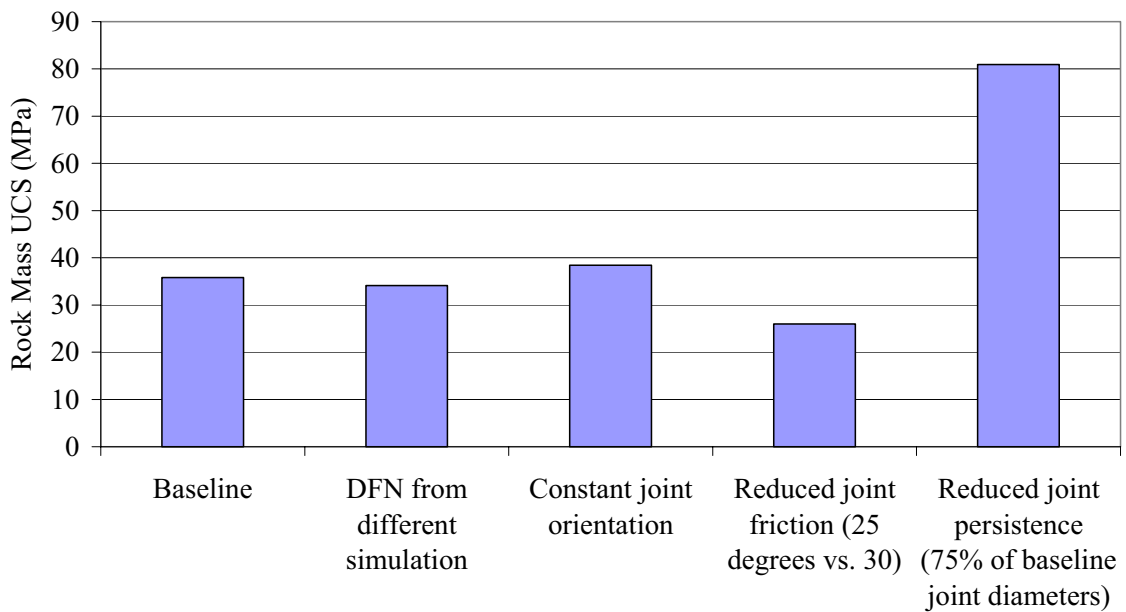


Figure 8. Comparison of UCS values from sensitivity study SRM samples.

Conclusions

The Synthetic Rock Mass approach, based on the bonded-particle model for rock (Potyondy and Cundall, 2004) and discrete fracture network simulation, allows for large rock volumes containing thousands of impersistent pre-existing joints to be subjected to any non-trivial stress path.

The SRM method allows the observation of deformation, fracturing and damage of a given rock mass domain as a function of all the key factors involved in the process: non-trivial stress path, intact rock stiffness and strength, and jointing (including orientation, persistence, spacing, stiffness, strength and shear dilation).

Output from the SRM approach includes rock mass strength and brittleness as well as the evolution of the full compliance matrix, and fracturing and fragmentation while the sample follows any desired stress path to failure.

This paper presents results from a practical application of the SRM approach as a way to evaluate the impact of uncertainty in the in situ joint fabric characteristics on strength predictions. In a similar manner specific studies can be carried out with models to evaluate the impact of the most critical aspects affecting jointed rock mass behaviour currently under-represented in empirical and continuum numerical modelling approaches. Such tests can significantly increase our understanding of and ability to predict the behaviour of jointed rock masses.

Acknowledgements

The research presented in this paper has been funded by the Mass Mining Technology project.

References

Brown ET 2003. "Block Caving Geomechanics (The International Caving Study I, 1997-2000)". University of Queensland, JKMRM Monograph Series in Mining and Mineral Processing, Vol. 3. Indooroopilly, Australia.

Crowder JJ, and Bawden WF 2004. "Review of Post-Peak Parameters and Behavior of Rock Masses: Current Trends and Research".

http://www.rocscience.com/library/rocnews/fall2004/Crowder_Bawden.pdf

Deisman N 2006. Personal Communication.

Fairhurst C, Damjanac B and Brandshaug T 2007. "Rock Mass Strength and Numerical Experiments." 35th Geomechanics Colloquium. Tech. Univ. Freiberg, Institutsheft Geotechnik 2006 – 5.

Hajiabdolmajid V, and Kaiser PK 2003. “Brittleness of Rock and Stability Assessment in Hard Rock Tunneling.” *Tunn. & Underground Space Tech.*;18:35–48.

Itasca Consultants SAS 2006. “*3FLO*, Version 2.2” Lyon, France: ICSAS.

Itasca Consulting Group Inc. 2005. “PFC3D (Particle Flow Code in 3 Dimensions)” Version 3.1. Minneapolis: ICG.

Itasca Consulting Group Inc. 2004. “PFC2D (Particle Flow Code in 2 Dimensions)” Version 3.1. Minneapolis: ICG.

Lockner, DA 1995. “Rock Failure”. In: *Rock Physics and Phase Relations. A Handbook of Physical Constants*. AGU.

Mas Ivars D, Deisman N, Pierce M and Fairhurst C 2007. “The Synthetic Rock Mass approach – A step forward in the characterization of jointed rock masses”. 11th ISRM congress. Lisbon, Portugal (In press).

Mas Ivars D, Deisman N, Min K-B and Potyondy DO 2007. “A new sliding joint model for PFC2D and PFC3D.” (In prep.).

Mas Ivars D 2007. “Bonded-Particle Model for the Deformation, Yield and Failure of Jointed Rock Masses”. Ph. D. Thesis, KTH, Stockholm, Sweden (In prep.).

Park E-S, Martin CD and Christiansson R 2004 “Simulation of the Mechanical Behavior of Discontinuous Rock Masses Using a Bonded-Particle Model.” In: Yale et al. (eds) *Gulf Rocks 2004: Rock Mechanics Across Borders and Disciplines* (Proceedings of the 6th North American Rock Mechanics Symposium, Houston) Paper No. 04-480.

Pierce M, Mas Ivars D, Darcel C, Cundall PA, Young RP, Reyes-Montes J and Pettitt W 2006. “Six Monthly Technical Report, Caving Mechanics, Sub-Project No. 4.2: Research and Methodology Improvement, & Sub-Project 4.3, Case Study Application.” ICG, Report to Mass Mining Technology Project, 2004-2007, September.

Pierce M, Mas Ivars D, Cundall PA and Potyondy DO 2007. “A synthetic rock mass model for jointed rock”. NARMS, Vancouver, Canada (In press).

Potyondy DO, and Cundall PA 2004. “A Bonded-Particle model for Rock”. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*;41:1329-1364.

Reyes-Montes J, Pettitt W and Young RP 2007. “Validation of a Synthetic Rock Mass Model Using Excavation Induced Microseismicity”. NARMS, Vancouver, Canada (In press).

TOTAL UTBRYTNING MED NY TILLÄMPNING AV FYLL I STORLIDENGRUVAN

Total extraction through new practice of backfill in the Storliden Mine

Per-Ivar Marklund, Boliden Mineral AB
Per-Olov Andersson, Boliden Mineral AB

SAMMANFATTNING

Storlidengruvan, ägd av Lundin Mining och driven av Boliden Mineral AB, startade 2002 efter ett omfattande planeringsarbete. I Centralmalmen krävde ägarna total utbrytning av ett 100x90 m stort område med 40 m höjd. Lösningen blev igensättningsbrytning med cementstabiliserat gråbergsfyll i primärrum och en kombination av pallbrytning och igensättningsbrytning med återfyllning av avfallssand för brytning av pelarna mellan primärrummen (sekundärpelare).

För att lyckas med brytningsmetoden ställdes höga krav på den cementstabiliserade fyllens kvalitet. Kraven på hållfasthet bestämdes baserat på analytiska beräkningar och numeriska analyser av lastfall som identifierades genom noggrann genomgång av brytningssekvensen. För att bestämma hur mycket cement som behövde tillsättas för att uppnå erforderlig hållfasthet genomfördes laborietester på stora prover (380 mm diameter). Efter uppskattning av lämpliga säkerhets- och skalfaktorer kunde den erforderliga cementtillsatsen för att uppnå en tryckhållfasthet på 0,7 MPa i gruvan bestämmas till drygt 5% cement.

Brytningen av malmen i sekundärpelarna avslutades i december 2006 med mycket bra resultat. Uppföljningar av rörelser och erfarenheterna från brytningen visar god överensstämmelse med prognoserna och inga betydande störningar har inträffat.

SUMMARY

The Storliden Mine, owned by Lundin Mining and operated by Boliden Mineral AB, started production 2002 after thorough planning. The owner demanded total extraction of the Central zone, 100x 90 m in plan and 40 m high. The mining method chosen was cut and fill with backfilling of cement stabilized waste rock in the primary stopes and longhole benching and cut and fill in the secondary pillars.

A prerequisite for successful mining was a high quality cement stabilized fill. The required strength of the fill was based on analytical calculations and numerical analyses of load cases identified through a thorough examination of the mining sequence. Laboratory testing on large samples (380 mm diameter) was performed to determine the

cement content required to fulfill the strength requirement. Following an assessment of relevant safety and scale factors the cement content needed to reach the required UCS of 0,7 MPa in the mine was found to be just above 5 %.

The secondary mining of the central zone was finalized in December 2006 with very good results. The follow up of movements and the experience from the mining showed good agreement with the prognosis and no significant disturbances have occurred.

1. INLEDNING

När NAN Resources AB, numera dotterbolag till Lundin Mining, hittade Storlidenfyndigheten 1998 fick Boliden Mineral AB uppdraget att planera och driva gruvan. Sedan starten 2002 har Storlidengruvan producerat ca 300 kton malm per år. 2005 bröts 319 kton malm med 10,9% zink och 3,7% koppar. Malmbasen kommer att vara utbruten under hösten 2007.

2. DET BRYTNINGSTEKNISKA PROBLEMET

Gruvan togs i drift 2002 med brytningsmetoder där brytnings- och fyllningstekniken var delvis ny för Boliden. Valet av brytningsmetod för den centrala delen styrdes dels av malmens geometri dels av de relativt höga halterna. Kärnan av den centrala malmzonen är ca 100x90 m i horisontalplanet och 40 m hög, se Figur 1. Kravet från NAN var att hela malmzonen skulle brytas ut, utan kvarlämnande av pelare eller malmförluster i någon annan form. Problemet var alltså att hitta en brytningsmetod som tillät att man på ett säkert sätt kunde bryta hela malmen utan risk för att tappa kontrollen över stabilitet och malmutvinning.

3. VAL AV BRYTNINGSMETOD

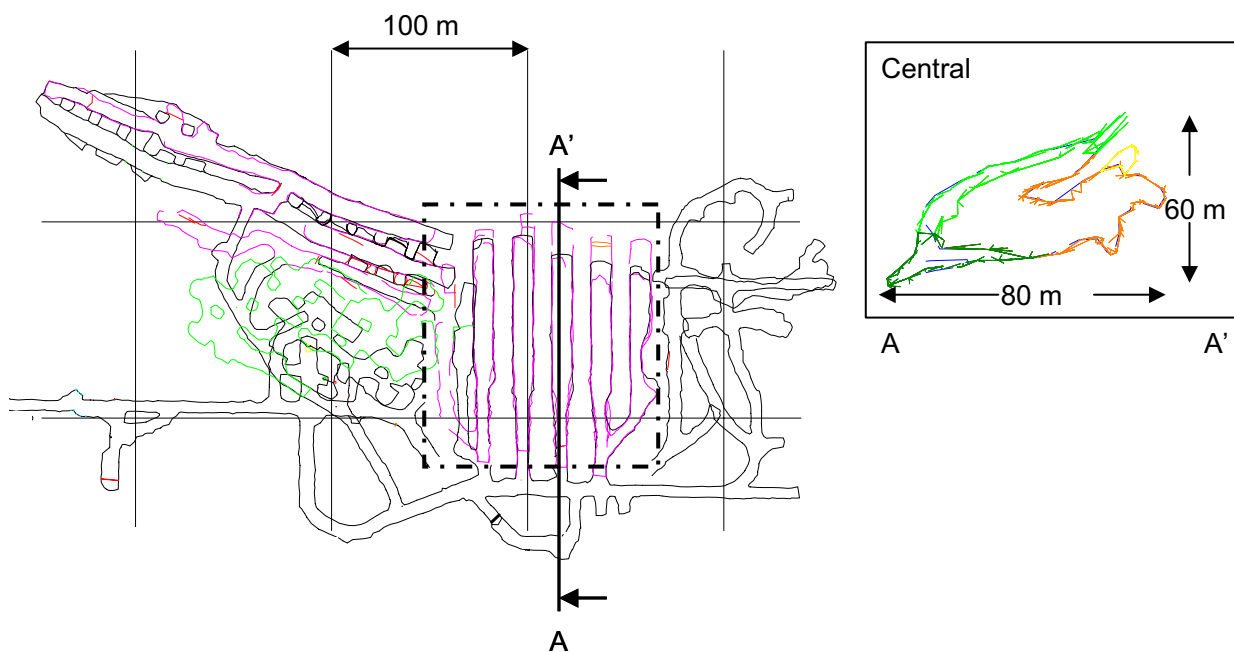
Med total utbrytning som ett grundkrav fanns det inte så många brytningsmetoder att välja mellan. Geometrin inbjuder till någon sorts pallbrytning och för att kunna bryta ut allt måste stabiliserad fyll användas. Det slutliga valet föll på en blandning av igensättningsbrytning med stabiliserad gråbergsfyllning och pallbrytning, se Figur 2. Primärbrytningen sker i 5-6 m horisontella skivor i 10 m breda rum som återfylls med cementstabiliserat gråberg. Från den understa orten i primärbrytningen tas botten på malmzonen ut med en vertikalpall. I sekundärbrytningen sker uttaget av den nedre delen med pallbrytning och kontinuerlig återfyllning med avfallssand (rill mining) medan den övre delen bryts i 5-6 m skivor med igensättningsbrytning.

4. BERGMEKANISKA FRÅGESTÄLLNINGAR

4. 1. INLEDNING

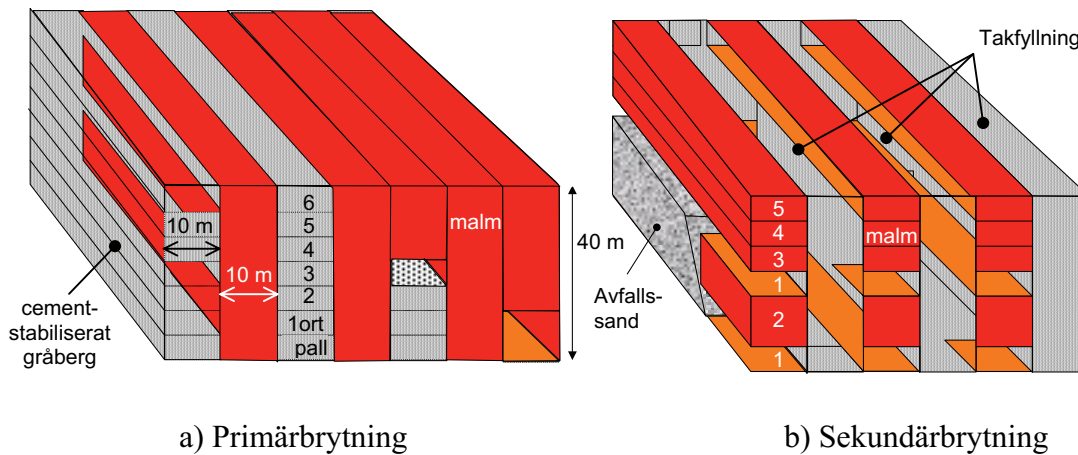
I valet av brytningsmetod ingick en bergmekanisk riskanalys. Den pekade på att två av de viktigaste punkterna för den valda brytningsmetoden var fyllens kvalitet och att den översta orten i respektive primärrum takfylldes (dvs. med kontakt mellan fyllen och taket), se Figur 2. Mycket av det förberedande arbetet kom därför att handla om vilka krav man skulle ställa på fyllens hållfasthet och hur man skulle åstadkomma en sådan fyll i gruvan.

Kraven på fyllens hållfasthet bestämdes genom analytiska och numeriska analyser samt jämförelser med erfarenheter från andra gruvor. De aktuella lastfallen hittades genom en noggrann genomgång av brytningssekvensen och numerisk modellering.



Figur 1. Storlidengruvan i horisontalprojektion samt profil genom Centralmalmen (som markerats med streckad linje).

Figure 1. Horizontal projection of The Storliden Mine and a profile through the Central Zone (marked with a dashed line).



Figur 2. Principskisser av brytningsmetoden och brytningsföljder: primärbrytning sker med igensättningsbrytning medan sekundärbrytning sker med en kombination av pallbrytning med kontinuerlig återfyllning och igensättningsbrytning.

Figure 2. Principal drawings of the mining method and sequence: cut&fill is used for primary mining and in combination with longhole mining with backfilling in the secondary mining.

4. 2. BERGMKANISKA ANALYSER

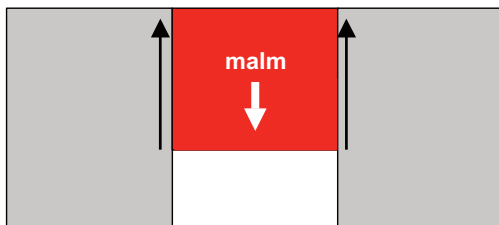
4.2.1. Analytisk lösning

Inom Falconbridge Ltd (numera Xstrata Nickel) använde man lastfallet "malmskiva upphängd i fyll" för liknande brytningsmetoder [1], se Figur 3. Kravet på fyllens hållfasthet bestäms av malmens densitet och rumsbredden. Malmens vikt tas upp av skjuvhållfastheten i de cementstabiliserade pelarna. Genom att anta en friktionsvinkel och att skjuvhållfastheten motsvarar kohesionen kan motsvarande tryckhållfasthet (UCS) beräknas (enl. Mohr-Coulomb):

malmens densitet: 3500 kg/m³, brytningsbredd: 10 m

⇒ skjuvhållfasthet: $10 \cdot 3500 \cdot 9,81/2 = 175 \text{ kPa} = C$

friktionsvinkel, $\phi = 35^\circ \Rightarrow \text{UCS} = 2C \cos \phi / (1 - \sin \phi) = \underline{0,67 \text{ MPa}}$



Figur 3. Upphängning av malmskiva mellan två cementstabiliserade fyllpelare (profil genom sekundärrum mellan två pelare).

Figure 3. Ore suspended on the cement-stabilized pillars (profile through a secondary stope between two pillars).

4.2.2. Numeriska analyser

För att identifiera olika lastfall på fyllen ritades hela brytningssekvensen upp, steg för steg. I Figur 4 visas de olika situationer som kontrollerades med hjälp av numeriska modeller. Modellerna användes sedan för att kontrollera om något av lastfallen gav större krav på fyllens hållfasthet än vad den analytiska lösningen gav. Resultaten av de numeriska analyserna för respektive lastfall redovisas nedan.

Lastfall A. Konvergensen i den första orten blir så liten som 3 mm där takets nedböjning står för 2 mm och sulans hävning för 1 mm. Det finns alltså ingen risk för skjubbrott längs kontakten mellan malmen och fyllen.

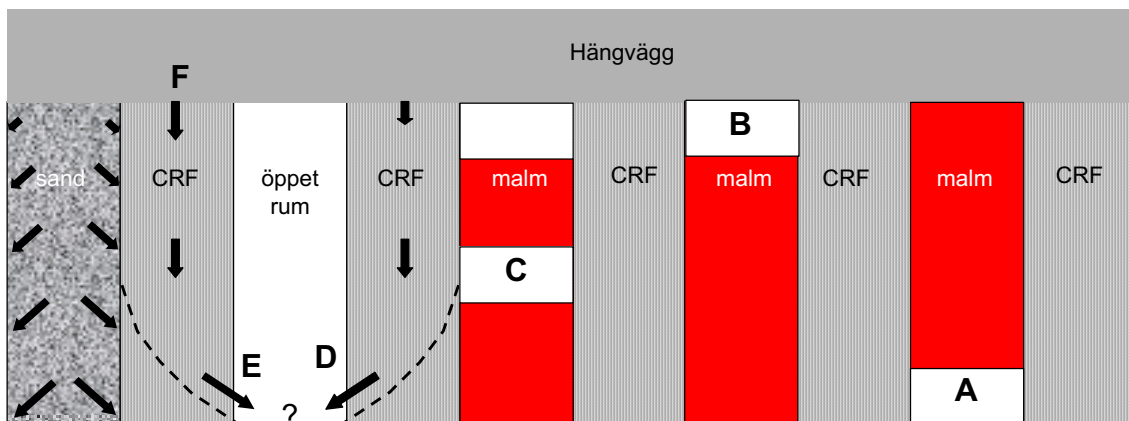
Lastfall B. Konvergensen när den andra pelaren skärs av med en ort längs hängväggen blir 6 mm där takets nedböjning står för 4 mm och sulans hävning för 2 mm. Inte heller här finns det någon risk för skjubbrott längs kontakten mellan malmen och fyllen.

Lastfall C. För låga hållfastheter (0,4 MPa) blir rörelserna i fyllpelaren relativt stora mot det öppna rummet när den nedre halvan av malmen i sekundären brutits ut, men dock utan att kollaps indikeras. Vid brytning av den resterande övre halvan blir rörelserna däremot mycket stora och rörelserna i modellen stannar aldrig av. För en hållfasthet som motsvaras av den analytiska lösningen, 0,7 MPa, är rörelserna måttliga om brytningen av sekundären delas in i två steg på höjden. Påverkan av att ha två orter öppna ovan på varandra samtidigt är försumbar i modellerna.

Lastfall D. Fyll i ett öppet rum, utan belastning från baksidan, är stabil. Enligt Mitchell et al. [2] krävs en hållfasthet på 0,3-0,4 MPa för att en fristående vägg med 30-40 m längd och höjd ska vara stabil.

Lastfall E. En 35 m hög pelare med hållfastheten 0,4 MPa som belastas av gråbergsfyll från baksidan kollapsar med stora och snabba rörelser i modellen. För en hållfasthet på 0,8 MPa indikerar den numeriska modellen lokala brott och små rörelser, men om rumshöjden begränsas till 22 m är pelaren stabil.

Lastfall F. I den numeriska analysen blir den maximala taknedsänkningen ca 10 mm vilket är mindre än pelarnas sättning på grund av egenvikten. Så länge hängväggen är stabil ger den alltså ingen belastning. Hängväggen tilldelades sedan sådana egenskaper att man får skjubbrott i anfangen och därmed en ca 10 m hög löskärna som lägger sig på fyllen. För 35 m rumshöjd och en fyll med en hållfasthet på 0,7 MPa leder det fortfarande inte till mer än lokala ytliga brott och när rumshöjden begränsas till 18 respektive 22 m (nedre och övre halvan av sekundären) indikerar modellen stabila förhållanden.



Figur 4. Profil tvärs genom centralmalmen med de olika belastningsfall i brytningssekvensen som undersökts med numerisk analys (CRF=cem.stab. gråbergsfyll): A) vertikal konvergens om första sekundärorten drivs längs liggväggen, B) vertikal konvergens om första sekundärorten drivs längs hängväggen, C) hur påverkas stabiliteten vid samtidig tillredning av flera nivåer och intill öppna brytningsrum, D) krav på hållfasthet för en fristående vägg, E) krav på hållfasthet för en pelare belastad av sandfyll från ena sidan samt hur det kravet varierar med höjden på det öppna rummet, F) påverkan av hängväggens nedböjning eller kollaps.

Figure 4. Profile through the Central Zone showing the different load cases from the mining sequence examined by numerical analyses. A) vertical convergence if the first secondary drift is mined along the foot-wall, B) vertical convergence if the first secondary drift is mined along the hanging-wall, C) the possible influence on the stability from simultaneous drifting on two levels and adjacent to an open stope, D) required fill strength for a free standing wall, E) required fill strength for a pillar loaded from the other side by sand fill, F) the influence from the deformation or collapse of the hanging-wall.

4.2.3. Känslighetsanalys

Eftersom de numeriska modellerna beräknats utan några verkliga fall att kalibrera mot, bara jämförelsen mellan den första analytiska lösningen och motsvarande numeriska modell, så gjordes en mindre känslighetsanalys. Den omfattade variationer i de antagna horisontella spänningarna, i pelarnas bredd och i fyllens E-modul. Belastningen av hängväggen skulle kunna ge högre spänningar i fyllpelarna om de är styvare än vad som antagits och de horisontella spänningarna styr storleken på takned-sänkning och konvergens. Pelarnas bredd kommer att variera en del på grund av normala variationer i bergutfall vid drivningen.

En ökning av E-modulen från 0,2 till 2 GPa gav en klart större omfattning på brottzonen i pelarna för 35 m höga rum och kollaps av hängväggen. En minskning av pelarnas bredd från 10 till 9 m påverkade resultatet endast marginellt. En sänkning av de antagna

horisontella spänningarna från 7 till 3 MPa gav endast marginellt större takednsänkning vid total utbrytning och påverkar inte slutsatserna från de numeriska analyserna.

4.2.4. Slutsats av de numeriska analyserna

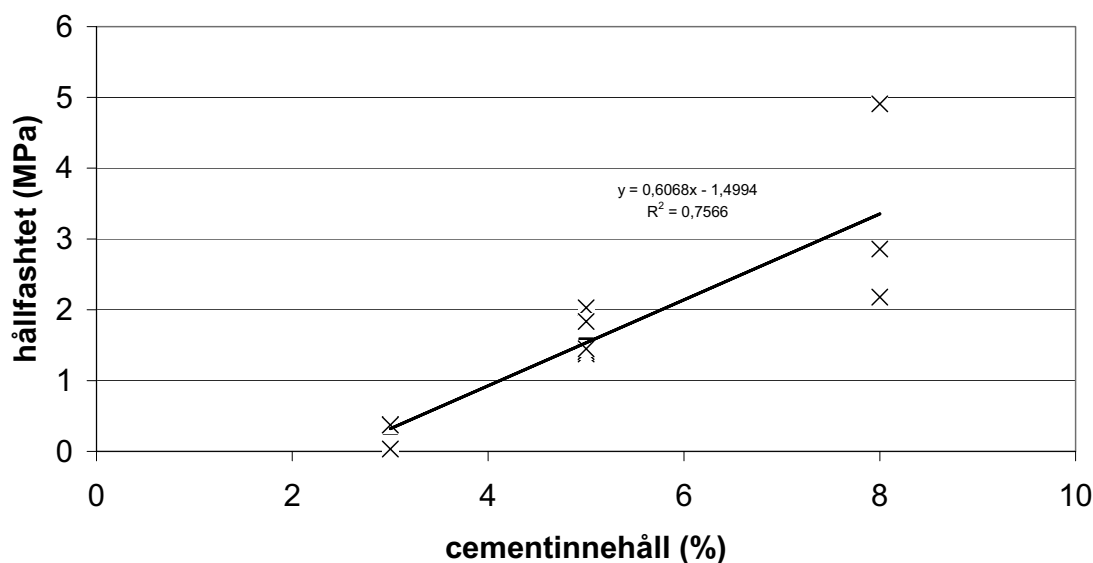
Den numeriska simuleringen visar att inget lastfall ger högre krav på fyllens hållfasthet än lastfallet ”malm upphängd på fyll”, om rumshöjden i sekundärerna begränsas så att de tas ut i två etapper i höjddled. Slutsatsen är att för att uppnå stabila förhållanden krävs en tryckhållfasthet på 0,7 MPa i fyllen.

4.3. PROVTRYCKNING AV FYLL

Ett antal provkroppar (dxL: 380x800 mm) med olika kornstorlek och cementinnehåll provtrycktes vid Luleå Tekniska Universitet med resultat enligt Figur 5. Hållfastheten vid 5 % cementinnehåll testades för sammanlagt 6 prover med ett medelvärde och standardavvikelse på $1,6 \pm 0,3$ MPa. Hållfastheten ökar eller minskar med 0,6 MPa för varje procent förändring av cementinnehållet inom intervallet 3-8 %.

4.4. SKAL OCH SÄKERHETSFAKTOR FÖR FYLL

De analytiska och numeriska beräkningarna ger det önskade värdet på hållfastheten för fyllen på plats i gruvan. För att bestämma vilken hållfasthet det motsvaras av i laboratorieprovningen gjordes jämförelser med några andra fall. I Tabell 1 redovisas använda faktorer från några andra gruvor. Baserat på dessa och på den variation i hållfasthet som laboratorietesterna gav bestämdes säkerhets- och skalfaktorn till 2,5. Ett krav på 0,7 MPa hållfasthet motsvarar då 1,8 MPa i labtester, vilket enligt resultaten i Figur 5 uppnås med 5,3% cementinblandning.



Figur 5. Hållfasthetens variation med cementinnehåll vid provtryckning av fyllprover. Kornstorlek 0-50 mm, 25% under 8 mm, Anläggningscement, värden korrekterade för varierande ålder på provkroppar baserat på SIS 137210.

Figure 5. The variation of fill strength with cement content in laboratory testing. 0-50 mm, 25% less than 8 mm, slag-cement, values corrected for different ages of test samples based on SIS 137210.

Tabell 1. Säkerhetsfaktorer och skalfaktorer för fyll i olika gruvor.

Gruva, lastfall, typ av fyll	Hållfasthetskrav (MPa)	säkerhetsfaktor	skal-faktor	Krav i lab. (MPa)
Thompson Mine, cem.stab. gråbergsfyll [3]	0,7	2	1,5-2	2,1-2,8
Falconbridge, fristående vägg, hydraulisk fyll [2]	0,30	1,3	-	-
Falconbridge, upplag för malm, hydraulisk fyll [2]	0,71	1,5	-	-
Garpenberg, ¹⁾ NIB, hydraulisk fyll	3	-	-	²⁾ 3-8 ³⁾ 5-9

¹⁾ NIB=nedåtgående igensättningsbrytning, fyllen utgör tak i brytningsrummen

²⁾ Urborrade kärnor ur NIB-fyll, låg deformationshastighet (0,1‰ min⁻¹), variationen framför allt beroende på varierande cementinnehåll.

³⁾ Labtester med varierande sandkvalitet och låg deformationshastighet (0,1 o/oo min⁻¹)

5. ERFARENHETER FRÅN FYLLNING OCH BRYTNING

5.1. FYLLNING

Brytningen har utförts enligt planen med vissa mindre justeringar. Fyllen har tillverkats av krossat material, 0-50 mm, där andelen 0-8 mm först siktats bort och sedan tillsatts till en viktsandel på 25%. Ballasten blandas med cementslurryn (vatten-cementblandning i förhållande 1:1) i en grop och bärs in på rummet med hjullastare. Takfyllningen i den översta orten i ett primärrum uppnås genom att den sista metern fyll kastas in med hjälp av en Slingerbelt, en slags kastmaskin för granulärt material, Figur 6. Den resulterande fyllen har uppfyllt kraven på stabilitet och takfyllning.

5.2. BRYTNING

Under december 2006 bröts det sista sekundärrummet ut. Palldelen av sekundärerna (Figur 2) har brutits i etapper om 10-15 m med sandfyllning i varje etapp, Figur 7. Fyllen har blottats över ca 22 m höjd i palldelen och utfallet från gråbergsfyllen (fyllinblandning i malmen) har varit minimalt. De övre delarna av sekundärerna har brutits med igensättningsbrytning utan några som helst problem med stabilitet eller större rörelser i fyllen eller malmtaket. På några ställen har anfanget betongsprutats (kontakten mellan fyllen och malmen) för att minimera risken för fallande sten.



Figur 6. Dumper med slingerbelt.

Figure 6. Articulated truck with a slingerbelt unit (push-wall vehicle).

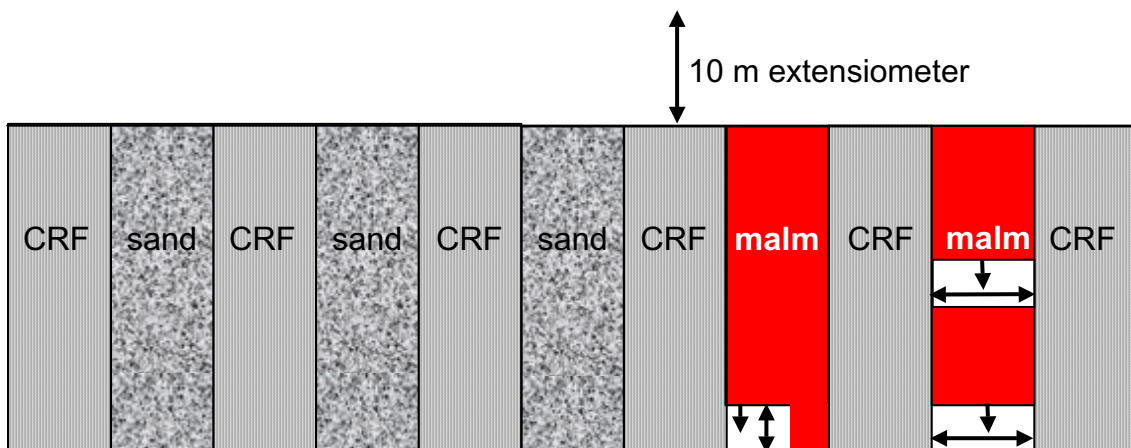
5.3. RÖRELSER

I de första rummen som bröts mättes rörelserna i fyllen med hjälp av konvergensdubbar som göts in i fyllpelaren, som då utgjorde väggen i orten, och takets nedsänkning med precisionsavvägning. De uppmätta rörelserna uppgick till enstaka mm. För att kontrollera de mer storskaliga rörelserna installerades en konvergensstation i den sista sekundärpelaren och en takextensiometer i en av de mer centrala primärerna, se Figur 8. Även dessa mätningar indikerade rörelser i mm-storlek. Detta motsvarar i stort sett de begränsade rörelserna för elastiska förhållanden i de numeriska modellerna.



Figur 7. Ett sekundärrum innan återfyllning. Höjd ca 20 m, bredd 10 m.

Figure 7. Secondary stope before filling. Stope height appr. 20 m, stope width 10 m.



Figur 8. Mätningar av konvergens och taknedsänkning samt rörelser i hängväggen.

Figure 8. Installed measurements for convergence, movements in the back and deformation of the hanging-wall.

6. SLUTSATS

Säkra och kostnadseffektiva brytningsförhållanden skapades för Centralmalmen i Storlidengruvan genom en väl genomarbetad utformning, anpassning och tillämpning av fyllteknik och brytningsmetod.

REFERENSER

- [1]. Falconbridge. Personliga kontakter.
- [2]. Mitchell et al 1982. Model studies on cemented tailings, Canadian Geotechnical Journal, vol. 19, s14-28
- [3]. Peterson et al 1998, Cemented rockfill optimisation – the rock attrition model and fill raise orientation effect, Minefill '98, s167-171

NY HUVUDNIVÅ I KIIRUNAVAARA – BERGMEKANISKA UTMANINGAR OCH ANALYSER

New Haulage Level at Kiirunavaara — Rock Mechanics Challenges and Analyses

*Jonny Sjöberg, Vattenfall Power Consultant AB
Lars Malmgren, LKAB*

SAMMANFATTNING

En ny huvudtransportnivå, benämnd KUIJ 1365, planeras för närvarande i LKAB:s underjordsgruva Kiirunavaara. Det stora anläggningsdjupet och den planerade långa livslängden ställer höga krav på stabiliteten för anläggningarna på huvudnivån. I denna artikel redovisas metodik för, och resultat av, bergmekaniska analyser för KUIJ 1365. Analyserna omfattade bergschakt, transportortar, tapportar och krosshall, och syftade till att ge bergmekaniska rekommendationer på utformning och placering av dessa kritiska anläggningar. En global-lokal nyttjades i vilken en global modell användes för att beräkna spänningar inducerade av skivrasbrytningen, medan en lokal modell nyttjades för att beräkna spänningsomlagringar kring studerad anläggning. Metodik och projektresultat har varit direkt användbara i förprojekteringen av KUIJ 1365, där de använts som underlag för beslut om bl a transportsystem. Arbetet har också omfattat framtagande av en preliminär förstärkningsprognos för KUIJ 1365, i syfte att kunna göra kostnadsberäkningar i förprojekteringen.

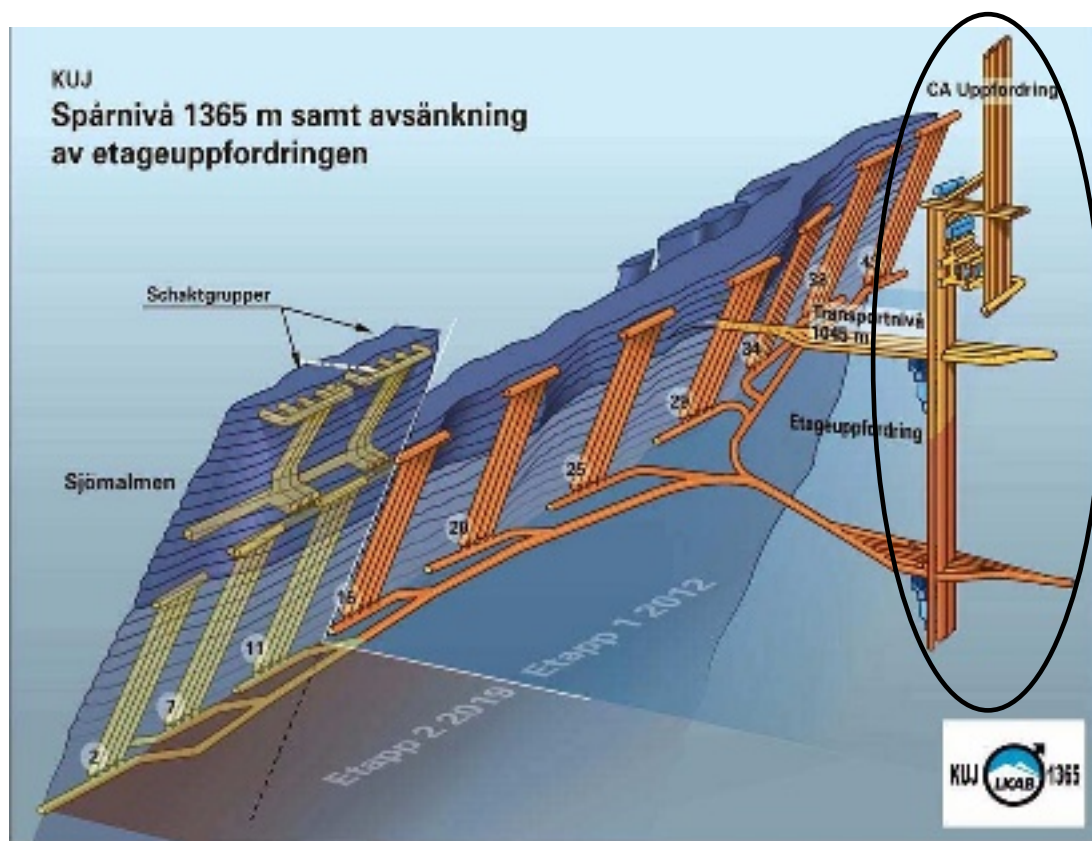
SUMMARY

A new haulage level, denoted KUIJ 1365, is currently planned at the Kiirunavaara underground mine of LKAB. The demands on the stability of the constructions at the haulage level are high, due to the large depth and the planned long life of the haulage level. This paper presents methodology and results of rock mechanics analyses for KUIJ 1365. The analyses comprised ore passes, transport drifts, chute drifts and crusher chamber, and were aimed at providing rock mechanics recommendations on the design and location of these critical constructions. A global-local modeling approach was used, in which a global model was utilized to calculate stresses induced by the sublevel caving, while a local model was used to calculate stresses around studied constructions. The methodology and the results were directly applicable in the pre-design work for KUIJ 1365, in which they were used as a basis for decisions regarding e.g., choice of transport system. The work also included a preliminary reinforcement prognosis for constructions at KUIJ 1365, to be able to do cost calculations in the pre-design work.

1 INLEDNING

I LKAB:s underjordsgruva Kiirunavaara bröts under 2006 ca 25 miljoner ton järnmalm med brytningsmetoden skivrasbrytning. Transport av malm från brytningsnivåerna sker via lastmaskiner som tippar malmen i bergschakt, vilka i sin tur transporterar malmen till tappfickor på huvudnivån. Från dessa transportereras sedan malmen till krossanläggningar under jord och därefter till uppfodring med skip till ovanjordsanläggningarna.

Nuvarande huvudnivå i gruvan är KUJ 1045, belägen på 1045 m avv i gruvans koordinatsystem (markytan är på mellan 50 och 150 m avv i samma koordinatsystem). Denna huvudnivå togs i drift 1997. För närvarande genomförs en förprojektering för en ny huvudnivå belägen på 1365 m avv och benämnd KUJ 1365. I förprojekteringen utreds bl a olika alternativ för transport och utformning av huvudnivån. Ett exempel på principutformning för ny huvudnivå visas i Figur 1. Anläggandet av huvudnivån är uppdelat i två etapper. Etapp 1 planeras kunna vara i drift år 2012, medan Etapp 2 (omfattande den s k Sjömalmen) planeras kunna tas i drift år 2019.



Figur 1 Schematisk utformning av ny huvudnivå i Kiirunavaara (KUJ 1365) för alternativet tågtransport, och med CA-anläggningen markerad.

Schematic figure of new haulage level at Kiirunavaara (KUJ 1365) for the alternative of ore transport by train, and with CA marked.

2 PROBLEMBESKRIVNING OCH ANGREPPSSÄTT

Anläggandet av bergrum och orter på stora djup är ofta förenat med bergmekaniska risker. För en huvudnivå som skall vara i drift under lång tid, upp till 20 år, ställs särskilt höga krav på stabiliteten under hela livslängden. Med ett planerat anläggningsdjup på drygt 1200 m under markytan kommer höga bergspänningar att råda i läget för nya huvudnivån. Brytning av malmkroppen medför dessutom att spänningarna omfördelas under det utbrutna området, vilket resulterar i ökade spänningar. I takt med att brytningen fortsätter nedåt kommer anläggningar runt malmkroppen att utsättas för varierande spänningar beroende på avstånd och läge relativt brytningsfronten.

För anläggningarna på huvudnivån varierar således belastningen under anläggningarnas livslängd. Dessa måste dimensioneras att klara de högsta belastningarna under hela livslängden. En komplicerande faktor är att delar av huvudnivån också måste vara i drift när brytningen passerat denna nivå, för att klara malmtransport för Sjömalmen (se Figur 1). När brytningen sker på underliggande nivå uppkommer avlastning, vilket också måste beaktas vid dimensioneringen.

Bergmekaniska analyser är nödvändiga för att bedöma stabiliteten av anläggningar på den nya huvudnivån och utfördes i samband med förprojekteringen av KUI 1365. Det övergripande målet med detta arbete var att ge bergmekaniska rekommendationer på utformning och placering av följande anläggningar, vilka bedömts vara de mest kritiska med avseende på funktionen för den nya huvudnivån:

- **Bergschakt**
Malmtransport från brytningsnivå till huvudtransportnivå sker via bergschakt. För KUI 1365 planeras schakt med upp till 400 m längd. Bergschakten har, historiskt sett, utgjort ett problemområde (se t ex Sjöberg m fl, 2002). Analyser för nya huvudnivån syftade främst till att ge rekommendationer på läge (avstånd från malm) och inbördes avstånd mellan schakten.
- **Transportortar**
Valet av transportsystem (truck eller tåg) innebär olika ortlayout samt ortgeometri. Båda dessa fall analyserades med avseende på eventuella stabilitetsproblem och stabilitetsförbättrande åtgärder.
- **Tapportar**
Tappning av malmen från bergschakten sker i sk tapportar. Dessa ortar ligger nära malmen och har relativt stor tvärsnittsarea och utgör därmed ett potentiellt problemområde.
- **Krosshall**
Krosshallen (en eller flera beroende på valt transportsystem) utgör det enskilt största objektet på huvudnivån. Flera alternativa utformningsförslag förelåg vilka analyserades bergmekaniskt.

I tillägg till ovanstående ingick också att ta fram en preliminär förstärkningsprognos för ovanstående objekt, i syfte att kunna göra kostnadsberäkningar i förprojekteringsarbetet.

Tidigare erfarenheter (från KUI 1045) har visat att stabiliteten vid anläggandet överlag varit god. Stora berggrum, exempelvis krosshallar, har dock varit utsatta för blockutfall, främst i väggarna. För flera objekt har kritisk belastningsnivå ännu ej nåtts, eftersom brytningen fortfarande befinner sig långt ovanför nuvarande huvudnivå. Det finns således få dokumenterade erfarenheter att jämföra analysresultaten mot. Skador i fält och tvärortar i skivrasbrytningen har dock observerats i större omfattning, vilket kan nyttjas för kalibrering av beräkningsmodeller.

I detta arbete utfördes analyser för framtagna layoutförslag inom ramen för förprojekteringen. Detaljerade analyser av exempelvis drivnings- och uttagssekvenser vid anläggandet låg utanför ramen för detta projekt. Analyser av Sjömalmen och Etapp 2 av KUI 1365 ingick ej i arbetet.

3 METODIK OCH INDATA

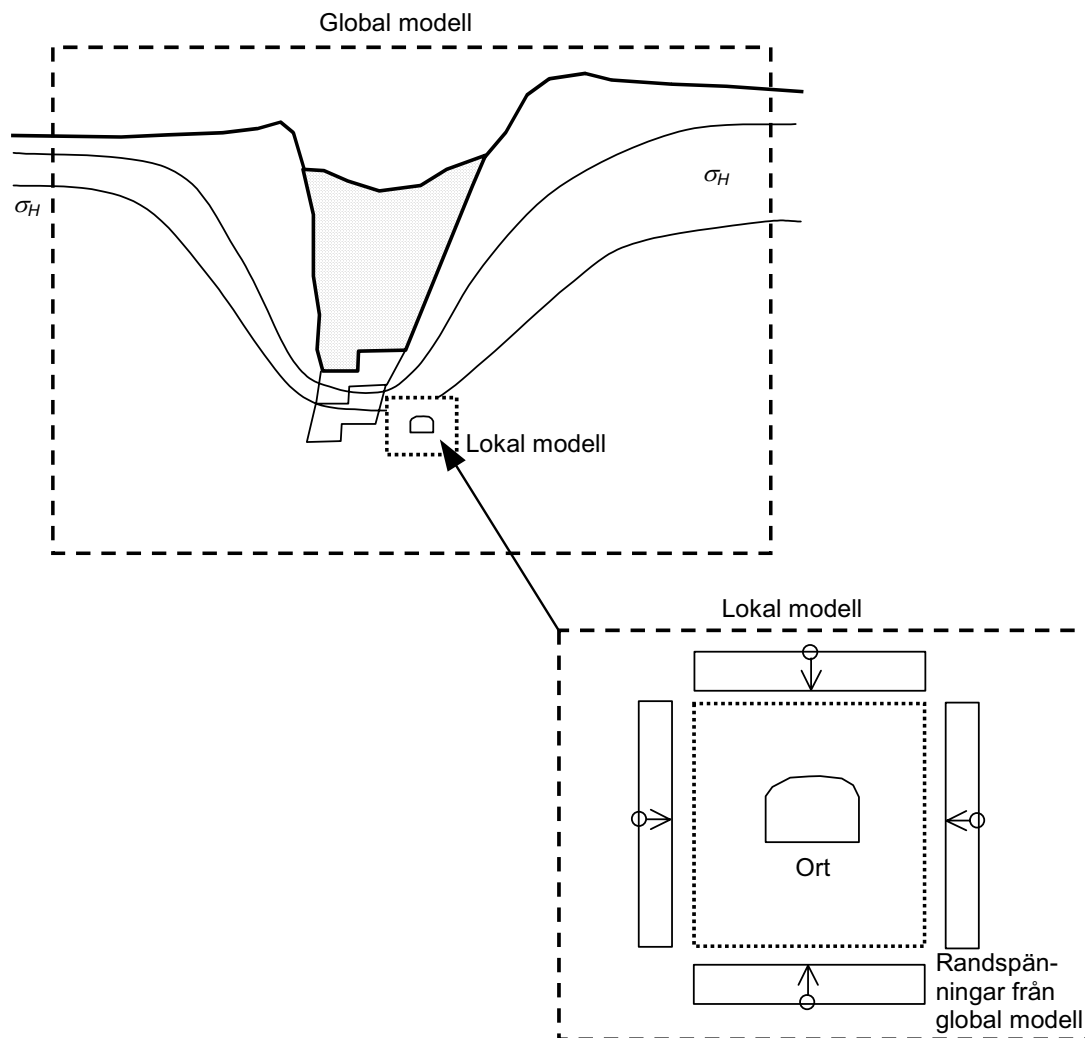
De bergmekaniska analyserna har innefattat analytiska och numeriska beräkningar i syfte att bedöma stabiliteten för objekt på planerad ny huvudnivå. Valet av analysmetoder har anpassats till geometri och komplexitet för respektive objekt som studerats, med hänsyn tagen till kvalitet, omfattning och osäkerheter i indata. Två principiellt olika typer av analyser har utförts: (i) två- och tredimensionella numeriska spänningsanalyser samt tvådimensionella analytiska spänningsberäkningar, och (ii) blockanalyser. För bägge dessa gäller att en global-lokal modellansats nyttjats. En global modell användes för att beräkna spänningar inducerade av skivrasbrytningen, medan en lokal modell nyttjades för att beräkna spänningsomlagringar kring studerade objekt, exempelvis ortar eller krosshall. Denna metodik illustreras principiellt i Figur 2.

I den globala modellen simuleras endast inverkan av rasbrytningen. Enskilda ortar eller rum inkluderas ej. För malmkroppen i Kiirunavaara kan en tvådimensionell approximation göras för större delen av malmen (förutom nära ändarna). Detta gäller under antagande att skillnader i brytningsnivå mellan närliggande block försummas, dvs att en jämn avsänkningstakt gäller över hela gruvan. I den globala modellen simulerades rasbrytning för varje skiva i gruvan från nivå 659 t o m nivå 1452 m avv.

En lokal modell nyttjades därefter för att beräkna spänningsomlagringar kring enskilda konstruktioner, exempelvis schakt eller orter. Såväl två- som tredimensionella modeller har använts. Valet av modell styrs av analyserat objekt (geometri och lastfall). Exempelvis kan bergschakt analyseras företrädesvis med en tvådimensionell modell medan ortkorsningar bör analyseras med en tredimensionell modell. Som randspänningar till dessa lokala modeller användes beräknade spänningar i den globala modellen.

Spänningsanalyserna har utförts med finita differens-programmen *FLAC* och *FLAC^{3D}* (Itasca, 2005a, 2005b) samt distinkta element-programmet *UDEC* (Itasca, 2004). Endast kontinuumanalyser har utförts. Analyser har utförts med såväl linjärelastisk som idealplastisk (Mohr-Coulomb) materialmodell. Blockanalyser har utförts med programmet *Unwedge* (Rocscience, 2004). Programmet beräknar säkerheten mot brott för möjliga

block bildade av existerande sprickor i bergmassan. I analyserna har hänsyn tagits till verkande spänningar vilka, via ökad normalspänning på sprickytorna, bidrar till förbättrad stabilitet.



Figur 2 Global-lokal modellansats.
Global-local modeling approach.

Indata till analyserna omfattade: (i) bergspänningar, (ii) bergmassans mekaniska egenskaper samt (iii) sprickorienteringar och sprickegenskaper (för blockanalyser). Sprickorienteringar samt hållfasthetsegenskaper för sprickor har hämtats ur tidigare studier från Kiirunavaara. Värden de primära (före brytningarna) bergspänningarna har hämtats från Sandström (2003), i vilka alla utförda bergspänningsmätningar i Kiirunavaara sammanställts och tolkats. Värden på bergmassan mekaniska egenskaper har uppskattats via bergmasseklassificering och Hoek-Browns empiriska brottkriterium. Två olika parameteruppsättningar togs fram, motsvarande bedömt *typiska* och *höga* hållfastheter (kohesion, friktionsvinkel, draghållfasthet) och elastiska konstanter (elasticitetsmodul,

tvärkontraktionstal). För de globala analyserna nyttjades genomgående de *typiska* parametervärdena. I de lokala analyserna användes såväl de *typiska* som de *höga* uppsättningarna av värden. För att förbättra möjligheterna till tolkning av beräkningsresultaten har analyser utförts såväl för nuvarande huvudnivå (KUJ 1045) som för KUJ 1365.

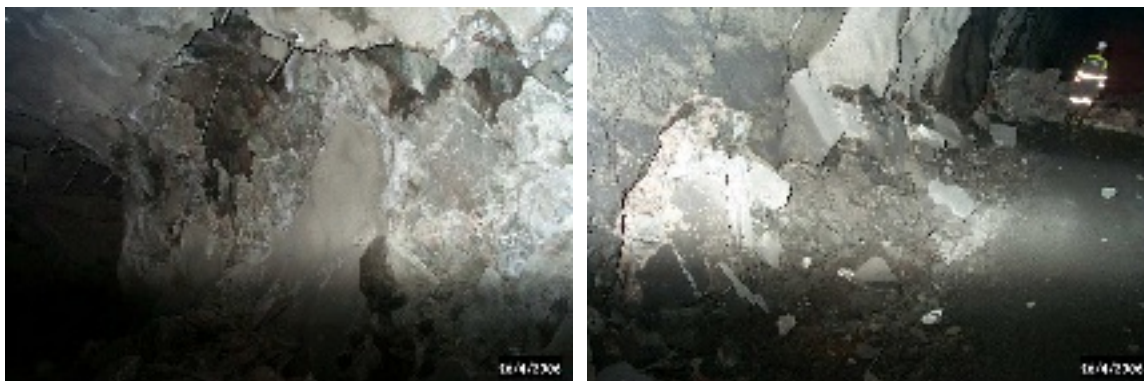
4 ANALYSER OCH RESULTAT

4.1 Jämförelser med skadeobservationer

Hållfasthetsvärdena utgör den största osäkerheten i föreliggande projekt eftersom de inte kan mätas i praktiken. Inledningsvis utfördes därför en grov kalibrering av beräkningsmodellerna. En skadekartering utfördes av fältortar i den centrala delen av Kiirunavaara-gruvan. Denna visade att vid tillredning har fältortarna i många fall små skador. Antalet bergbrott ökar markant när en skiva öppnas. Skadorna är ofta spänningsrelaterade men kombinationer med strukturstyrda utfall kunde också observeras. Ett exempel på observerade skador visas i Figur 3.

Skador i anfang mot malm

Skador i väggens nedre del

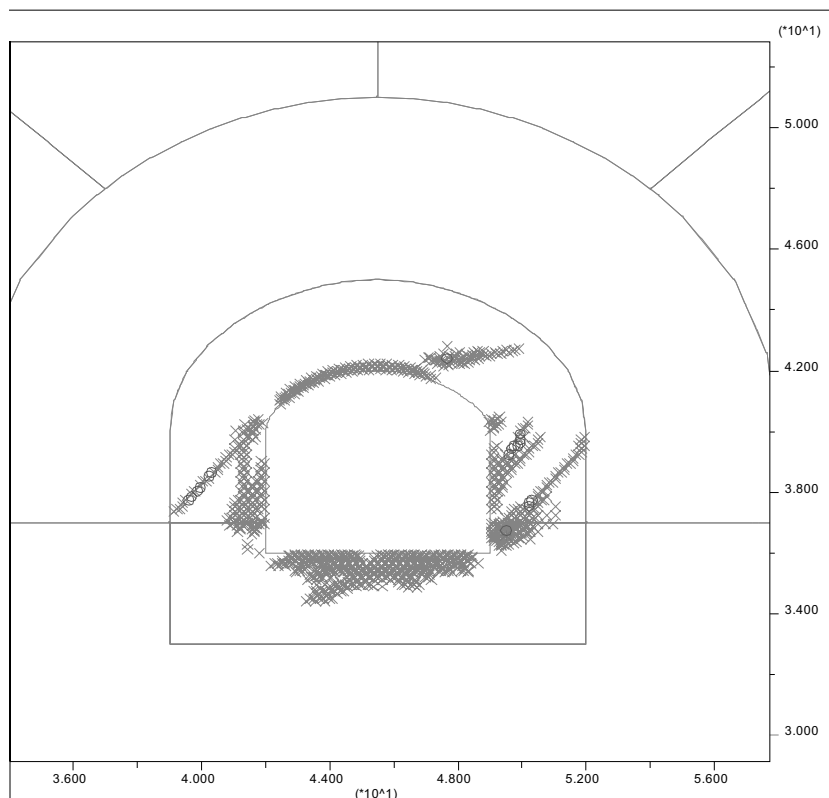


Figur 3 Exempel på observerade skador i fältort på 878 m avv.

Example of observed damage in mine drift at the 878 m level.

De numeriska analyserna genomfördes med den globala-lokala modellansatsen beskriven ovan. Ur den globala modellen extraherades spänningarna i läget för studerad fältort och för aktuell brytningsnivå. Dessa applicerades som randspänningar till en lokal modell i vilken endast fältorten inkluderades. Den lokala modellen analyserades för de två valda uppsättningarna av parametervärden (*typiska* och *höga*). Analyserna visade att omfattning och läge av plasticering i modellerna stämde kvalitativt överens med observationer i fältortar. Analyser med *hög* hållfasthet visade, generellt sett, på bättre överensstämmelse med karterade skador (Figur 4) – men undantag finns. För normalfallet är det därför troligt att dessa parametervärden är mer representativa för liggväggen i sin helhet. Det bör också noteras att smällbergsrelaterade utfall och skador ej kan analy-

seras med denna typ av modeller. Dessa problem kan dock vara avsevärda och måste beaktas vid anläggandet av ny huvudnivå.



Figur 4 Exempel på beräkningsresultat för fältort på 878 m avv visande omfattning plasticerade zoner för hög hållfasthet.

Example of analysis results for mine drift at the 878 m level showing extent of yielded zones for high rock mass strength.

4.2 Analys av anläggningar på KUI 1365

Analyserna av de olika anläggningarna på KUI 1365 utfördes som tidigare nämnts med en global-lokal modellansats. Inledningsvis beräknades spänningarna i läget för anläggningen med den globala modellen (d v s utan att ta hänsyn till anläggningens geometri). Detta utfördes för varje brytningssteg (skiva). Det var dock ej rimligt att utföra de lokala analyserna för alla dessa brytningssteg (olika randspänningar). Därför valdes ett eller två kritiska lastfall baserat på storleken på deviatorspänningen i läget för studerad anläggning. Ett exempel på beräknade deviatorspänningar för alternativa placeringar av krosshall visas i Figur 5. I vissa fall kunde resultaten från de globala analyserna direkt användas för att jämföra olika alternativa placeringar. I nedanstående exempel framgår exempelvis att placering av krosshall nära malmen medför mycket höga deviatorspän-

ningar och därmed större risk för instabilitet, jämfört med placering på stort avstånd från malmen (CA-området). CA-området är visat i Figur 1.

Lokala analyser utfördes därefter för det kritiska lastfallet och för de olika studerade anläggningarna. Resultaten av dessa utvärderades med avseende på sekundärspänningar och plasticering runt hålrummen samt, i vissa fall, även uppkomna deformationer runt hålrummen. Ett exempel på beräkningsmodell och beräkningsresultat visas i Figur 6.

Avslutningsvis genomfördes blockanalyser för de olika placeringsalternativen och för de studerade anläggningarna. I dessa beräknades säkerheten mot brott för möjliga block bildade av existerande sprickor i bergmassan. I analyserna togs hänsyn till verkande spänningar vilka, via ökad normalspänning på sprickytorna, bidrar till förbättrad stabilitet.

Resultaten från ovan beskrivna analyser kan sammanfattas som följer:

– ***Bergschakt***

Spänningar i schaktväggar är relativt okänsliga för avståndet mellan malmgräns och schakt. Val av avstånd (i intervallet 55–75 m) kan därmed göras baserat på andra faktorer. Spänningsanalyserna visade också att planerat minsta avstånd mellan schakt (min c/c 30 m) inte medför någon spänningspåverkan mellan schakten.

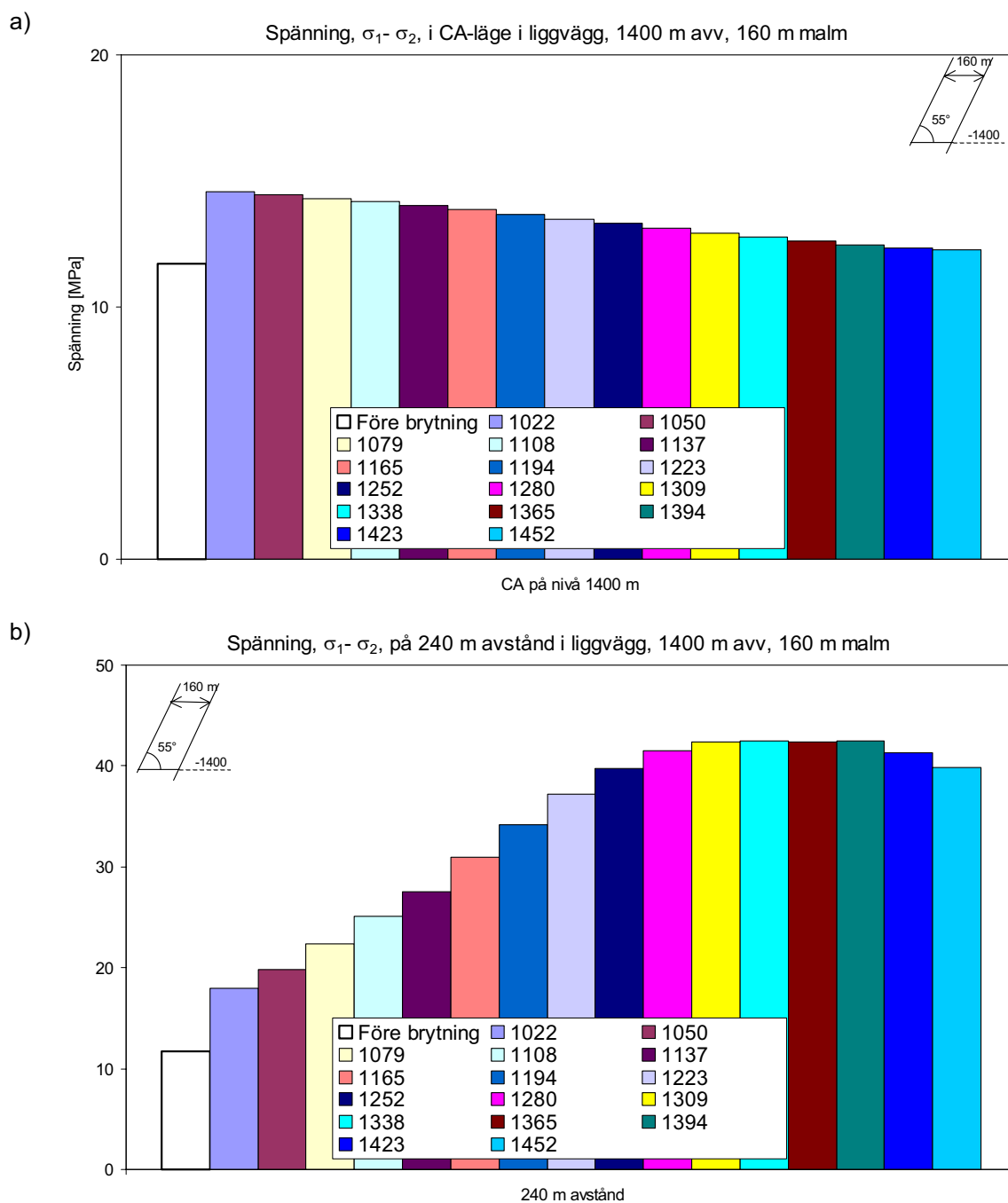
Schakten mot KUI 1365 kommer dock att utsättas för upp till 40 % högre maximala spänningar i schaktvägg, jämfört med nuvarande schakt för KUI 1045. För schakt belägna i dåligt berg, samt efter påverkan från transporterat material i bergschakten, kan utfall ske och schaktens tvärsnitt öka, vilket på sikt kan leda till samverkan mellan schakten. Bergschakt måste således förstärkas för att förhindra ett progressivt förlopp, speciellt för bergschakt belägna i bergpartier av sämre kvalitet.

– ***Transportortar***

Stabilitet vid anläggandet bedöms kunna klaras av men smällbergsproblem kan uppkomma. När skivrasbrytningen närmar sig 1365 m avv kommer omfattande plasticering att uppstå för anläggningar nära malmen. Stabiliteten bedöms kunna klaras av, åtminstone för fallet med *hög* hållfasthet på berget. För lägre hållfasthet krävs omfattande förstärkningsinsatser. Korsningar mellan transportortar bör förstärkas mer omfattande och även drivas med försiktig sprängning.

– ***Tapportar***

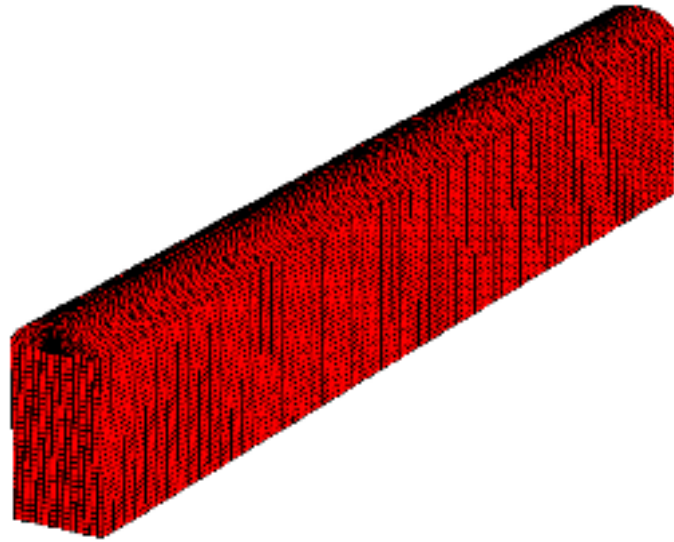
Stabilitet vid anläggandet bedöms kunna klaras av men smällbergsproblem kan uppkomma. När skivrasbrytningen närmar sig 1365 m avv kommer omfattande plasticering att uppstå för tapporten. Tvådimensionella analyser indikerar att stabiliteten troligen ej kan klaras för denna konstruktion. Eftersom geometrin delvis är tredimensionell kommer därför tredimensionella analyser utföras på valt alternativ. Inspektions- och underhållsplaner bör upprättas för tapporten då den förmodligen måste kunna omförstärkas.



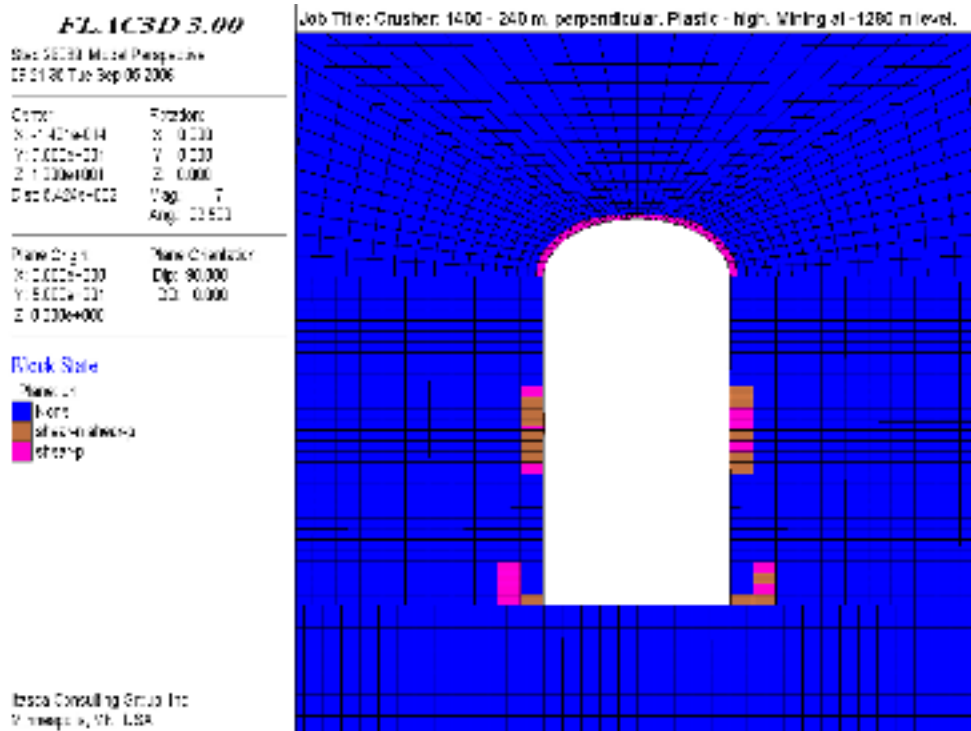
Figur 5 Beräknad deviatorspänning i läget för krosshall på KUJ 1365: a) placerad på 240 m avstånd från malmen, b) placerad i CA-läge (stort avstånd från malmen) [tryckspänningar positiva].

Calculated deviatoric stress for crusher chamber at KUJ 1365: a) located at 240 m distance from the orebody, and b) located at CA (large distance from the ore)[compressive stresses defined positive].

a)



b)



Figur 6 Lokalt beräkningsmodell för analys av krosshall placerad i CA-läge på KUI 1365: a) beräkningsmodell (endast krosshallen visad), b) plasticering runt krosshallen (i centrumlinjen) för kritiskt lastfall och hög hållfasthet.

Local numerical model for analysis of crusher chamber located at CA on KUI 1365: a) model geometry (only crusher chamber shown), and b) yielded zones around the crusher chamber (at center line) for critical load case and high strength.

– ***Krosshall***

Placering av krosshallen nära malmen rekommenderas ej på grund av höga deviatorspänningar och stark påverkan från rasbrytningen. Detta medför att förstärkning som installeras vid drivning måste dimensioneras för att klara de ökade belastningarna i slutskedet av huvudnivåns planerade livslängd, vilket kan vara upp till 20 år längre fram i tiden. Alternativt måste en beredskap för kompletterande förstärkning finnas.

Placering av krosshallen i CA-läge (på stort avstånd från malmen) bedöms inte ge några större stabilitetsproblem med undantag för blockutfall vid drivningen, vilket kan kräva viss kabelförstärkning. Krosshallen påverkas ej av rasbrytningen eftersom de initiala belastningarna är de högsta under dess livslängd.

4.3 Förstärkningsprognos

En slutsats från analyserna och erfarenheter vid anläggandet av den nuvarande huvudnivån är att smällbergsproblem kan uppstå. Vidare visade analyserna att relativt omfattande spjälkning kan uppkomma. För att förstärka mot spjälkning och/eller skjuvbrott krävs en samverkande bult-sprutbetongförstärkning. Ytförstärkning behövs också vid eventuella smällbergsproblem. Sprutbetongen bör vara armerad för att skydda mot smällberg och för att säkra samverkan med bultar vid t ex spjälkning av bergmassan. På samma sätt bör bultningen vara systematisk för att säkra samverkan med sprutbetongen. För närvarande används ingjutna kamstålsbultar i Kiirunavaara, men alternativa och "segare" bultar kan komma att krävas vid anläggandet av KUI 1365.

En preliminär förstärkningsprognos har tagits fram baserat på resultaten från analyserna, LKAB:s erfarenheter, Q -systemet (NGI, 2005), samt erfarenheter från: (i) Norge (Nilssen & Palmström, 2000), (ii) Australien av Lang (Brady & Brown, 1999) och (iii) kanadensiska gruvor. Förslaget skall ses som en minimum förstärkning vid normala bergförhållanden. Olika förstärkningsförslag togs fram för respektive anläggning (transportor- tar, tappor- tar, krosshall), vilka motsvarade fiberarmerad sprutbetong (50 kg/m^3 Dramix 65/35 eller motsvarande) med 70–100 mm tjocklek, samt systembultning (c/c 1.5 m) kompletterat med kabelbultning för större tvärsnitt. För bergschakt pågår ett separat projekt i vilket förförstärkning i form av gjuten betongförstärkning ("lining") studeras.

5 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

En ny huvudnivå i Kiirunavaara innebär nya bergmekaniska utmaningar. Med ökat brytningsdjup kommer såväl de primära, som de sekundära spänningarna (via skivrasbrytningen), att öka, vilket ger en ökad risk för stabilitetsproblem. I denna artikel har en metodik beskrivits, med vilken anläggningar på KUI 1365 kunnat analyseras ur bergmekanisk synvinkel. Metodiken och projektresultaten har varit direkt användbara i förprojekteringsarbetet och kunnat användas som underlag för beslut om bl a transport- system och placering av vissa anläggningar. Arbetet har också resulterat i en grov förstärkningsprognos i syfte att kunna göra kostnadsberäkningar i förprojekteringen.

Fortsatt arbete inför anläggandet av KUI 1365 bör omfatta:

- Framtagande av ett detaljerat förundersökningsprogram för KUI 1365, inkluderade kompletterande undersökningsborrningar, eventuella bergspänningsmätningar nära malmen, samt en förbättrad indelning av bergmassan i olika områden med avseende på hållfasthets- och styvhetsskillnader.
- Tredimensionell analys av tapportar (för slutlig layout).
- Detaljerad analys av kritiska konstruktioner (t ex krosshall) med avseende på uttagssekvenser och bergförstärkning (vid behov och för slutlig layout).
- Analys av fältortar för skivrasbrytning mot nya huvudnivån (för att bedöma stabiliteten för framtida brytningsförhållanden).
- Verifiering av omfördelning av bergspänningar nära skivraset via bergspänningsmätningar (övervakning). Det bör noteras att detta är ett långtidsprojekt (> 5 år) som inte kommer arbetet med KUI 1365 direkt tillgodo. Arbetet är dock viktigt för att uppnå tilltro till beräkningsmodeller för fortsatt brytning på djupet.

ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Arbetet som presenteras i denna artikel utgör en del av förprojekteringen för KUI 1365. Projektet har bedrivits och finansierats i sin helhet av LKAB.

REFERENSER

- Brady B.H.G. & Brown E.T. 1999 *Rock mechanics for underground mining*. London: Chapman & Hall.
- Itasca. 2004. *UDEC. Version 4.0. Manual*. Minneapolis: ICG.
- Itasca. 2005a. *FLAC. Version 5.0. Manual*. Minneapolis: ICG.
- Itasca. 2005b. *FLAC^{3D}. Version 3.00. Manual*. Minneapolis: ICG.
- Nilsen, B. & Palmström A. 2000 Engineering geology and rock engineering, Handbook No. 2, Norwegian group for rock mechanics (NBG).
- NGI. 2005. Q-metoden för bergklassificering og sikring. (www.ngi.no)
- Rocscience. 2004. *Unwedge. Version 3.0. User's Guide*. Toronto: Rocscience Inc.
- Sandström, D. 2003. *Analysis of the Virgin State of Stress at the Kiirunavaara Mine*. Licentiate thesis 2003:02, Luleå University of Technology.
- Sjöberg, J., Lundman, P. Nordlund, E. & Quinteiro, C. 2002. Stabilitetsanalys av bergschakt i Kiirunavaara. *Bergmekanikdag 2002 - Föredrag (Stockholm, 20 mars 2002)*, pp. 107-120. Stockholm: Stiftelsen Svensk Bergteknisk Forskning – SveBeFo.

BERGMEKANIK I BANVERKETS PERSPEKTIV – PROJEKTERINGSANVISNINGAR, EUROCODE OCH BV TUNNEL

Rock Mechanics from the Banverket Perspective – Design Guidelines, Eurocode and BV Tunnel

Peter Lundman, Banverket

Olle Olofsson, Banverket

Ulf Lindfors, Vattenfall Power Consultant AB

Jonny Sjöberg, Vattenfall Power Consultant AB

SAMMANFATTNING

Pågående och planerade undermarksprojekt i Banverkets regi medför att kraven på Banverket som byggherre såväl som förvaltare ökar. Banverket avser möta dessa behov bl.a. genom tydliggörande av vilka krav som gäller och hur dessa kan uppfyllas i praktiskt arbete. I denna artikel presenteras projekteringsanvisningar gällande dimensionering av det bärande huvudsystemet för bergtunnlar samt kopplingen till andra regelverk, främst *BV Tunnel*. Dessutom beskrivs hur projekteringsanvisningarna och införda förändringar i *BV Tunnel* harmoniserar med de krav som följer av kommande implementering av Eurokod. Avslutningsvis beskrivs pågående kunskapsutveckling i Banverkets regi, innefattande bl.a. aerodynamik, brand, explosionslaster samt is- och frostproblematik. Dessa arbeten syftar till allmän och specifik kunskapsuppbyggnad vilket, i slutänden, skall leda till förbättringar i planering, byggande och förvaltning av bergtunnlar för järnväg.

SUMMARY

Currently planned underground infrastructure projects under the direction of Banverket means that the demands on Banverket as builder/developer and as manager/operator will increase. Banverket intends to meet these needs through e.g., clarification of present requirements and how these can be fulfilled in practice. This paper presents the completed guidelines for the design of the load-bearing structure of rock tunnels, as well as the linkage between these and other rules and regulations, in particular *BV Tunnel*. The paper also describes how the design guidelines and changes in *BV Tunnel* harmonize with the coming implementation of *Eurocode*. Finally, on-going research and development work under the direction of Banverket is described, covering the topics of aerodynamics, fire, explosion loads, and ice- and frost problems. These works aim at general and specific increase of knowledge, which ultimately, should result in improvements in planning, construction and management of railroad rock tunnels.

1 INLEDNING

Banverket förvaltar för närvarande ca 130 tunnlar med en total längd av 70 km samtidigt som tunnlar motsvarande drygt 40 miljarder Skr planeras och byggs i Banverkets regi. Nedan följer exempel på några av de tunnlar som för närvarande byggs:

- Hallandsåstunneln, 8.6 km lång bestående av två parallella tunnelrör. Drivningen sker med både borra-spräng och TBM borrhning i varierande bergförhållanden med höga vattentryck.
- Citytunneln, 6 km lång tunnel bestående av två parallella tunnelrör samt två undermarksstationer. Drivningen sker med TBM och roadheader i kalkberg.
- Ådalsbanan, totalt 14 km tunnel med 8 enkelspårstunnlar av varierande längd.

Pågående och planerade undermarksprojekt i Banverkets regi medför att kraven på Banverket som byggherre såväl som förvaltare av undermarksanläggningar ökar. Detta betyder att kunskapsuppbyggnad och tillämpning av aktuella rön och erfarenheter har ökat. Banverket avser möta dessa behov bl.a. genom tydliggörande av vilka krav som gäller och hur dessa kan uppfyllas i praktiskt arbete.

I denna artikel presenteras nyligen färdigställda projekteringsanvisningar gällande dimensionering av det bärande huvudsystemet för bergtunnlar samt kopplingen till *BV Tunnel* (Banverket, 2005) och nyheter i *BV Tunnel*. Vidare beskrivs hur *Projekteringsanvisningar* (Banverket, 2006) och förändringar i *BV Tunnel* harmoniserar med de krav som följer av kommande implementering av Eurokod.

2 PROJEKTERINGSANVISNINGAR FÖR BERGTUNNLAR

2.1 Syfte

Syftet med projekteringsanvisningarna är att de skall klargöra och presentera praktiska anvisningar för dimensionering. De ska fungera som stöd, hjälpmedel och som komplement till gällande regelverk och standarder för byggherre, beställare, projektör och entreprenör.

Projekteringsanvisningarna har baserats på erfarenheter från tidigare projekteringsarbeten, gängse praxis, litteraturstudier samt tillgänglig aktuell forskning inom ämnet till dags dato. De omfattar för närvarande: (i) beskrivning av de grundläggande krav som gällande regelverk anger och hur dessa påverkar dimensionering av det bärande huvudsystemet, (ii) tydliggörande av vad som bör göras i respektive steg i planerings-, bygg- och förvaltningsprocessen för järnvägstunnlar, med avseende på dimensionering av det bärande huvudsystemet, (iii) beskrivning av hur indata till dimensionering kan tas fram, samt (iv) beskrivning av lämplig dimensioneringsmetodik och lämpliga dimensioneringsmetoder. Stor vikt har lagts vid att beskriva strategi och metodik för dimensioneringsarbetet, allt i syfte att uppfylla de krav som gällande regelverk anger. Fortsättningsvis beskrivs därför i huvudsak dessa delar, motsvarande punkt (iv) ovan.

2.2 Innehåll

Strategi för dimensioneringsberäkningar

Dimensionering av bärande huvudsystem i bergtunnlar med avseende på bärförmåga och beständighet utgör en process som bör starta i ett tidigt skede vid planering av en tunnel och som avslutas under byggskedet. Kompletterande dimensioneringsarbete kan även utföras efter färdigställandet, som underlag till underhållsåtgärder i syfte att behålla det bärande huvudsystemets status med avseende på bärförmåga och beständighet under den fortsatta förvaltningen. Olika skeden i planerings-, bygg- och förvaltningsprocessen ställer olika krav på dimensioneringen, och flera olika metoder bör nyttjas.

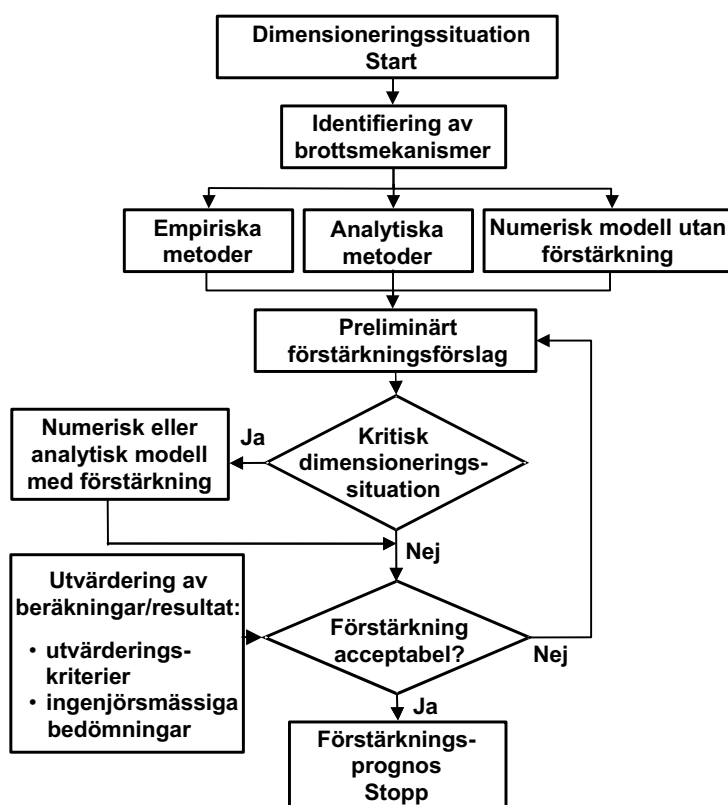
För huvuddelen av det reella dimensioneringsarbetet rekommenderas att metodiken enligt Figur 1 tillämpas. Denna startar med identifiering av en specifik dimensioneringssituation för vilken de troligaste brott- och deformationsmekanismerna identifieras. Val av dimensioneringsmetod bör baseras på identifierade mekanismer. Beräkningar sker sedan med en eller flera av metoderna bergklassificering/empirisk metod, analytiska beräkningar, samt numeriska modeller utan förstärkning. Eftersom empirisk design baserad på bergklassificering inte tar hänsyn till brottmekanismer, rekommenderas att denna metod kompletteras med analytiska eller numeriska beräkningar.

Baserat på resultaten från dessa beräkningar utformas ett preliminärt förstärkningsförslag. För det fall att dimensioneringssituationen bedöms som kritisk (dålig bergkvalitet, stor spännvidd, liten bergtäckning, etc.) kan det preliminära förstärkningsförslaget analyseras mera i detalj. Detta görs i en numerisk eller analytisk modell med förstärkning vilken sedan utvärderas med hjälp av kriterier och ingenjörsmässiga bedömningar. Detta görs i ett iterativt förfarande till dess att förstärkningen kan godtas och en slutlig förstärkningsprognos kan utformas. Generellt gäller att alla dimensioneringsprinciper, beräkningsmodeller och antagna förutsättningar skall redovisas och motiveras tillsammans med indata och resultat från beräkningarna.

Dimensionering med partialkoefficientmetoden är ej tillämpbar för bergtunnlar (se nedan) varför en strategi baserad på känslighetsanalyser, d.v.s. analyser med flera uppsättningar indata, rekommenderas. Detta motiveras dessutom av att materialparametrar och/eller lastförutsättningarna aldrig är helt kända vid undermarksbyggande. Med ovanstående ansats kan den karakteristiska materialresponser studeras samtidigt som känslighetsanalyserna ger ett intervall av förväntade beteenden som ger information om vad som bör observeras och följas upp under byggskedet.

Metodik

Identifiering av möjliga brottmekanismer längs tunnelns tänkta sträckning kan göras utifrån utförd karaktärisering och resultat från förundersökningar av bergmassan. I projekteringsanvisningarna beskrivs rekommenderat tillvägagångssätt för karaktärisering av bergmassan och exempel på förundersökningsmetoder. Vidare beskrivs kortfattat de vanligast förekommande brottmekanismerna i berg som ett stöd i detta arbete.



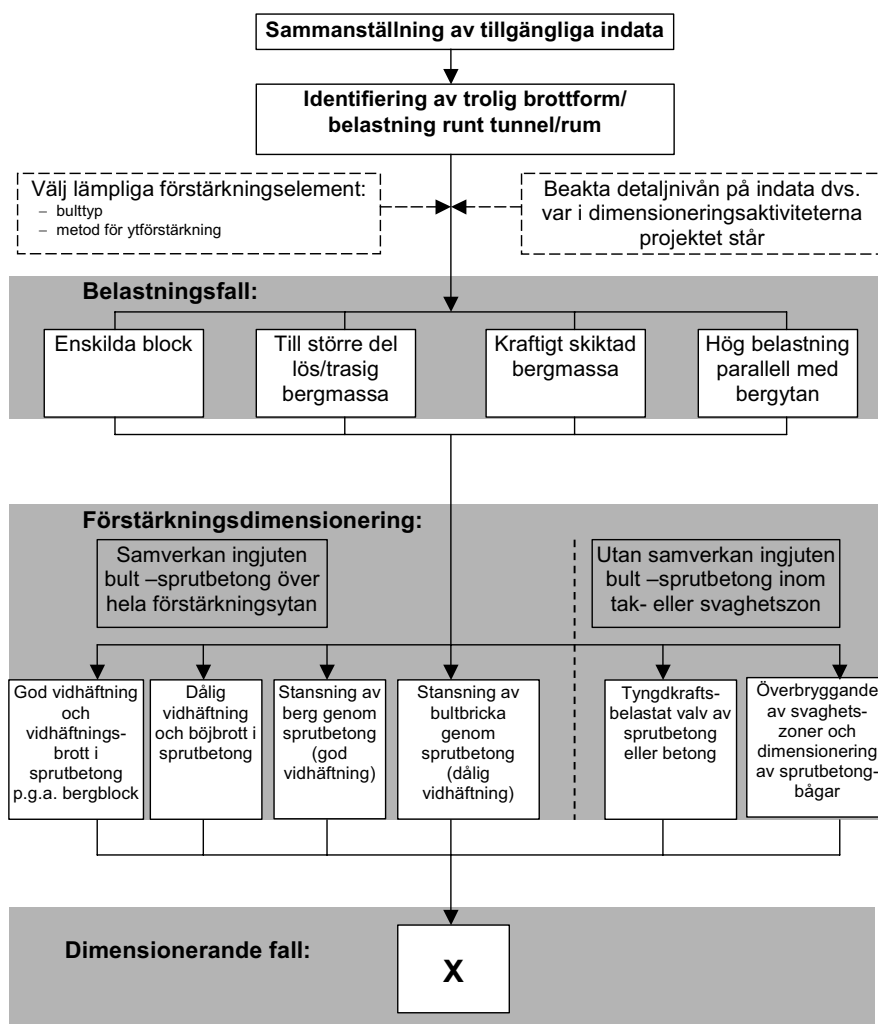
Figur 1 Exempel på dimensioneringsstrategi (efter Rosengren & Chang, 2005).
Example of design strategy (after Rosengren & Chang, 2005).

Nästa steg i dimensioneringsarbetet (jmf Figur 1) är preliminära beräkningar med empiriska, analytiska och/eller numeriska metoder. I projekteringsanvisningarna beskrivs rekommenderad metodik för empirisk design av bergförstärkning baserat på Q -systemet. Analytiska metoder för dimensionering av bergbultar och sprutbetong beskrivs därefter. För bergbultar omfattar detta beräkningar med avseende på: (i) upphängning av enskilda block, (ii) upphängning av löskärna, (iii) upphängning i ovanliggande bärkraftigt lager samt (iv) ökad inspänning. Dimensionering av sprutbetong innefattar beräkningar med avseende på vidhäftningsbrott och stansning för olika förhållanden.

För dessa fall beskrivs lämplig metodik i form av flödesscheman. Ett exempel på arbetsgång presenteras i Figur 2. I figuren visas sex möjliga dimensioneringsfall för tunneln och där den mest kritiska förstärkningsdimensioneringen blir det dimensionerande förstärkningsfallet. Detta motsvarar i det första skedet ett preliminärt förstärkningsförslag. Efterhand kan detta dimensioneringsfall bli omvärderat då nya indata av bergparametrar och/eller bedömningar av brottmekanismer tillhandahålls, vilket medför att nya beräkningar utförs till dess att förstärkningen kan accepteras.

Slutligen presenteras övriga analytiska metoder, omfattande valv- och balkteori tillämpat på bergkonstruktioner, GRC -metoden, samt analytiska spänningsberäkningar. Ett

avsnitt kring numeriska analyser ingår också, där principer för val av analysmetod (kontinuum kontra diskontinuum), samt jämförelser mellan kommersiellt tillgängliga beräkningsprogram redovisas. I projekteringsanvisningarna ingår också ett fylligt avsnitt som beskriver (via flödesscheman) hur indata till numeriska och analytiska beräkningar kan uppskattas.

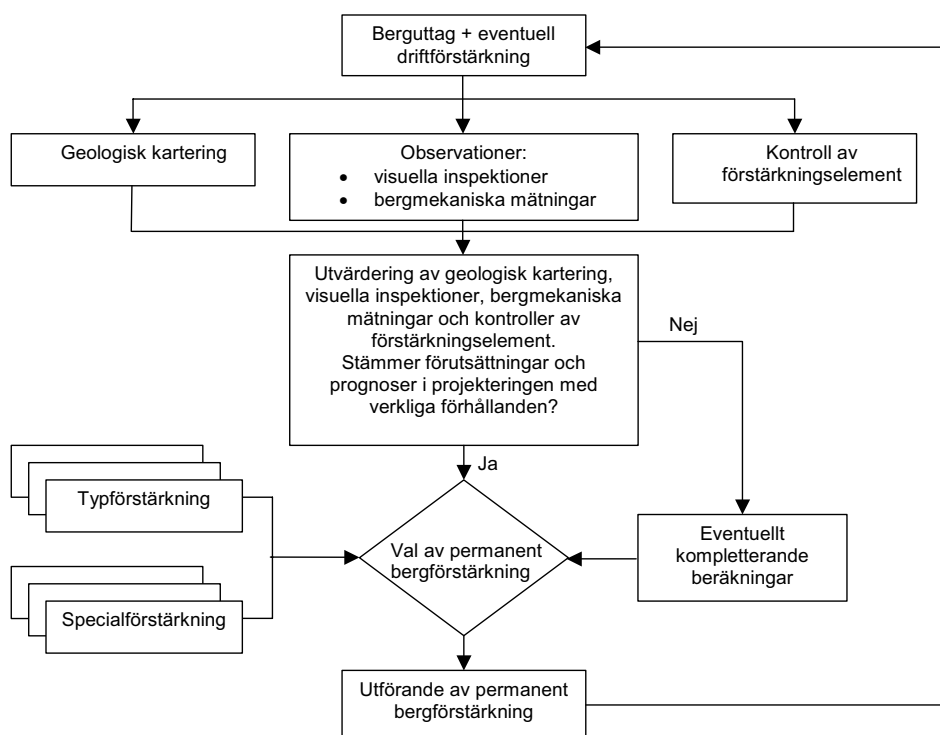


Figur 2 Exempel på metodik för analytiska beräkningar av sprutbetongsdimensionering.

Example of methodology for analytical design of shotcrete.

I *BV Tunnel* (Banverket, 2005) anges att en verifiering skall göras gällande det bärande huvudsystemets bärförmåga. Detta kan inte slutföras förrän under byggskedet eftersom det är först vid detta tillfälle som det finns kunskap om de verkliga förhållandena, se Figur 3. Detta innebär, som tidigare nämnts, att dimensioneringsarbetet fortsätter under byggskedet till färdigställande av tunneln.

Dimensioneringsarbetet under konstruktionsskedet omfattar t.ex. geologisk kartering, observationer och bergmekaniska mätningar. De sistnämnda kan vara konvergens- och extensometermätningar, kontroll av belastning på förstärkningselement, etc. Observations- och mätresultat skall sättas i relation till bedömningar under projekteringsarbetet som ledde fram till val av permanent förstärkning. Vid avvikelser bör kompletterande beräkningar utföras för att verifiera dimensioneringen av permanent bergförstärkning.



Figur 3 Dimensioneringsprocessen under byggskedet (från Rosengren och Chang, 2005).

The design process during tunnel construction (from Rosengren & Chang, 2005).

2.3 Implementering och användande

Banverkets regelverk finns samlade som standarder (BVS), föreskrifter (BVF) och handböcker (BVH). De två förstnämnda innehåller kravtext och gäller generellt. *BV Tunnel* som är en BVS innehåller övergripande krav men saknar detaljerade beskrivningar av vad som skall göras för att verifiera konstruktionen. Exempelvis anger *BV Tunnel* att berg och bergförstärkning skall betraktas som bärande huvudsystem och dimensioneras som en sammanhållen enhet samt att hänsyn skall tas till ett stort antal utpekade förutsättningar. Vidare anges det som rådtext att bergförstärkning bör dimensioneras genom tillämpning och sammanvägning av resultaten från olika metoder.

Ovanstående innebär att det kan förekomma många olika strategier för dimensionering och att det som projektör är svårt att avgöra vad som är tillräckligt genom att bara nyttja *BV Tunnel*. Detaljerna kring dimensioneringen återfinns därför i projekteringsanvisningarna som är avsedda att användas som en uppslagsbok och vägledning vid dimensionering av det bärande huvudsystemet. Intentionen är att projekteringsanvisningarna skall uppdateras i takt med vunna erfarenheter och på sikt bli en BVH.

Med stöd av projekteringsanvisningarna så blir det enklare för projektör, entreprenör och byggherre att förstå hur och vad som avses med dimensionering av det bärande huvudsystemet. Både projekteringsanvisningarna och *BV Tunnel* går att ladda ner från www.banverket.se.

3 BEFINTLIGA OCH KOMMANDE REGELVERK FÖR TUNNELBYGGANDE

3.1 BV Tunnel

BV Tunnel är Banverkets standard som beskriver krav för projektering, konstruktion och nybyggnad av järnvägstunnlar. Standarden kan även tillämpas för förbättrings- och reparationsarbeten i befintliga tunnlar. I *BV Tunnel* anges konstruktiv standard för en tunnels olika anläggningsdelar. I konstruktiv standard ingår teknisk livslängd, exponerings- och korrosivitetsklasser samt dimensionerande laster för anläggningsdelar. I standarden anges Banverkets administrativa rutiner för byggande, reparationer och underhåll av tunnlar. I dessa rutiner ingår godtagande och fastställande av konstruktionshandlingar.

En ny version av standarden (version 2) gavs ut under 2005. I den nya versionen har ett antal förändringar införts av vilka några berörs nedan.

Boverket skriver att deras föreskrifter ej gäller för bergtunnlar och bergrum (Boverket, 2003). I BKR tillåts endast dimensionering med partialkoefficientmetoden. Banverket har tolkat undantaget för bergkonstruktioner som att andra och mer lämpliga dimensioneringsmetoder kan tillämpas. Därför har dimensioneringsmetoder för bärande huvudsystem i bergtunnel utökats med sannolikhetsbaserade metoder och traditionell känslighetsanalys.

Erfarenheter har visat att anläggningsdelar som inte är åtkomliga för inspektion inte nödvändigtvis skall räknas bort från det bärande huvudsystemet. För sådana anläggningsdelar ska särskild vikt läggas på dimensionering med avseende på långtidsegenskaper samt utförandekontroll.

I de administrativa rutinerna anges vilka konstruktionshandlingar som ska kontrolleras och vilka handläggningstider som gäller för kontrollen. Bland de handlingar som ska kontrolleras ingår ingenjörsgelogisk prognos, dimensioneringsunderlag och beräkningar och ritningar. En tidplan för redovisning av handlingar ska vara inlämnad minst 4 veckor i förväg. Handläggningstiderna varierar beroende på aktuellt kontrollalternativ.

3.2 Eurokod

Det europeiska standardiseringsarbetet innebär att flera Eurokoder tagits fram för dimensionering av byggnadsverk. Övergripande finns *EN 1990 Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk* och till detta ansluter ett flertal standarder för olika konstruktionstyper. För geotekniska konstruktioner finns *EN 1997: Eurokod 7 – Dimensionering av geokonstruktioner*. Denna är uppdelad i två delar, allmänna regler (EN 1997-1) och geotekniska utredningar och provningar (1997-2), se t.ex. Lindström (2006).

EN 1997-1 fastställdes som svensk standard 28 februari 2005, vilket betyder att en svensk nationell bilaga skall vara färdig senast 28 februari 2007. I dagsläget är det dock oklart när den svenska bilagan färdigställs. Efter färdigställandet skall motstridiga nationella regler dras in inom en treårsperiod.

BV Tunnel har genom att tillåta andra dimensioneringsmetoder än partialkoefficientmetoden anpassats relativt Eurokod. Vidare har Banverket genom projekteringsanvisningarna pekat ut tillämpliga klassificerings- och karaktäriseringsmetoder. De senare utgör exempel på s.k. hävdvunna metoder, vilka utgör en av de tillåtna dimensioneringsmetoderna i Eurokod. I Eurokod ges också utrymme att använda observationsmetoden vid dimensionering, särskilt för de fall då det kan vara svårt att förutsäga det geotekniska beteendet. Ett antal krav på metodik åtföljer användandet av observationsmetoden. Flertalet krav inryms redan i *BV Tunnel* men några tillägg kan krävas framledes. Tolkning och tillämpning av observationsmetoden beskrivs mer omfattande i Holmberg & Stille (2007).

3.3 Övriga styrdokument

I Banverkets regelverk ingår två handböcker som påverkar utformningen av tunnelanläggningar: BVH 585.30 "Personsäkerhet i järnvägstunnlar" (Banverket, 2007) och BVH 585.35 "Aerodynamik i järnvägstunnlar" (Banverket, 1999).

I BVH 585.30 anges en ambitionsnivå för personsäkerhet i järnvägstunnlar som lyder:

"Järnvägstrafik per kilometer i tunnlar skall vara lika säker som järnvägstrafik per kilometer på markspår, exklusive plankorsningar".

En minimistandard för tunnlar anger kraven på tunnelutformning med avseende på personsäkerhet. I minimistandarden anges bland annat krav på skyltning, nödbelysning, gångbanor och utrymningsvägar. Om minimistandarden tillämpas uppfylls även kraven i TSD Tunnelsäkerhet (JVS, 2007).

För nya tunnlar längre än 1000 m ska en säkerhetsanalys utföras. För nya tunnlar mellan 300 m och 1000 m kan en säkerhetsanalys behöva utföras om särskilda skäl föreligger. Exempel på särskilda skäl kan vara tunnlar i stadsmiljö, tunnlar under fritt vatten, etc. Säkerhetsanalysen ska utgå från minimistandard och besvara frågan om ambitionsnivån

för personsäkerhet uppfylls. Om säkerhetsanalysen visar att risknivån inte är acceptabel ska standarden höjas genom att välja lämplig tilläggstandard. Arbetet med säkerhetsanalysen ska följa ett järnvägsprojekts olika skeden och omfattningen varierar beroende på aktuellt skede. I handboken ges förslag på metodik för säkerhetsanalysen och hur säkerhetsnivån kan verifieras.

I BVH 585.35 behandlas de aerodynamiska effekter som uppstår när ett tåg passerar genom en tunnel. De aerodynamiska effekterna påverkar komforten ombord på tåg och ger upphov till belastningar på inredning och installationer i en tunnel.

En ambitionsnivå för passagerarkomfort är angiven och begränsar den tryckförändring som passagerare och personal bör utsättas för vid passage av en godtycklig tunnel. Den maximala tryckförändringen bör ej överstiga 1.5 kPa/4 s för enkelspårstunnel och 3 kPa/4 s vid möte i en dubbelspårstunnel.

I handboken ges en beskrivning hur tryckvågor och luftrörelser uppstår vid ett tågs passage genom en tunnel. Parametrar som påverkar de aerodynamiska effekterna diskuteras. De parametrar som har störst påverkan är tåghastighet, förhållande mellan tågets area och tunnelarean samt förhållande mellan tåglängd och tunnellängd. Överslagsberäkningar av tryckförändringar kan göras med hjälp av ett antal diagram som beskriver olika förhållanden för de ovannämnda parametrarna. För att minska de aerodynamiska effekterna kan åtgärder vidtas vid utformningen av tunnel och tåg. Åtgärder för tunnel kan vara större tunnelarea, tryckavlastande schakt och utformning av tunnelportaler. För att fördröja och mildra externa tryckförändringar kan tågen göras trycktäta, vilket förbättrar åkkomforten.

4 KUNSKAPSUTVECKLING

Projekteringsanvisningarna för dimensionering av det bärande huvudsystemet utgör den första publicerade delen av en samling anvisningar gällande projektering av järnvägstunnlar i berg. Forskning och utveckling pågår bl.a. inom områdena aerodynamik, brand, explosionslaster samt is- och frostproblematik – områden som alla saknar tydliga dimensioneringsanvisningar i *BV Tunnel*. Arbetena syftar till allmän och specifik kunskapsuppbyggnad vilket i slutänden skall leda till förbättringar i planering, byggande och förvaltning av bergtunnlar för järnväg. Delar av ovanstående kommer på sikt att ingå i projekteringsanvisningarna.

Beträffande aerodynamik så har Banverket nyligen genomfört passagerarundersökningar på Grödingebanan som bekräftar att nuvarande komfortnivå är lämplig. Vidare har kontroll utförts för att verifiera aktuella beräkningsprogramms tillförlitlighet. Forskningsprojekten kommer att ligga till grund för en uppdatering av befintlig BVH.

Angående branddimensionering så sammanställs för närvarande erfarenheter från ett flertal brandförsök som gjorts på betongkonstruktioner samtidigt som forskning pågår kring hur berget påverkas av brand och vilka konsekvenser det kan få för tunnelkon-

struktionen. Dimensionering med avseende på explosionslaster studeras med hjälp av numeriska analyser i ett pågående forskningsprojekt. Is- och frostproblematiken utreds i tre olika forskningsprojekt, rörande mätning av temperaturinträngning i tunnlar, inventering av befintliga dräner samt isens påverkan på det bärande huvudsystemet.

5 DISKUSSION OCH SAMMANFATTNING

Framtida tunnelbyggande för järnväg kommer att omfatta flera och mer komplexa projekt vilket kräver en stringent, robust och spårbar metodik för projektering. Banverkets projekteringsanvisningar är ett steg i denna riktning. Ett viktigt delmål med dessa anvisningar är att förbättra kommunikation och samarbete mellan de olika aktörerna i ett byggprojekt – utan att begränsa kreativitet och nyskapande lösningar. Implementeringen av Eurokod bör också betraktas i detta perspektiv, d v s ett verktyg för ökad tydlighet i dimensioneringsarbetet. Nuvarande regelverk är redan, i många avseende, i samklang med Eurokod, samtidigt som den senare öppnar för t ex observationsmetoden som en reell dimensioneringsmetod för komplexa situationer. Ett konsekvent tillämpande av projekteringsanvisningarna, *BV Tunnel* och andra regelverk, bör också leda till en förbättrad planerings-, bygg- och förvaltningsprocess för järnvägstunnlar i berg, liksom lägre totalkostnader sett över hela livslängden.

REFERENSER

Banverket. 2005. *BV Tunnel*. Standard BVS 585.40.

Banverket. 1999. *Aerodynamik i järnvägstunnlar*. Handbok BVH 585.35.

Banverket. 2006. *Projekteringsanvisningar. Dimensionering av det bärande huvudsystemet för bergtunnlar*. Banverket Järnvägssystem, Rapport BB-06-04.

Banverket. 2007. *Personsäkerhet i järnvägstunnlar*. Handbok BVH 585.30.

Boverket. 2003. *Regelsamling för konstruktion. Boverkets konstruktionsregler, BKR byggnadsverkslagen och byggnadsverksförordningen*. BFS 1993:58 med ändringar t o m. BFS 2003:6.

Holmberg, M. Stille, H. 2007. *Observationsmetodens grunder och dess tillämpning på design av konstruktioner i berg*. SveBeFo-rapport 80.

Lindström, B. 2006. *Eurokod 7 – Hur påverkas dimensionering av bergkonstruktioner?* SveBeFo Rapport 78. ISSN 1104-1773.

Rosengren, L. & Chang, Y. 2005. *Citybanan i Stockholm. Riktlinjer för dimensionering av bärande huvudsystem i bergtunnlar med avseende på bärförmåga och beständighet*. PM T1-0802-0702-0107. BRÖ 03-2289/IN60. Rev B. 2005-06-02.

TSD Tunnelsäkerhet. *TSI-SRT Safety in railway tunnels*. EU Bestämmelser för driftskompatibilitet enligt direktiv 96/48/EG och 2001/16/EG. URL:www.jvs.se.

EFTERINJEKTERING – FÖRUTSÄTTNINGAR OCH MÖJLIGHETER

Post-grouting – requirements and possibilities

Åsa Fransson, Gunnar Gustafson, Chalmers

SAMMANDRAG

En litteraturgenomgång med fokus på efterinjektering visar att det är svårt att identifiera en ”praxis för efterinjektering”. Beskrivningarna är ofta kortfattade och angreppssätten olika. Följande uppsats avser att gå igenom några praktiska och teoretiska förutsättningar för efterinjektering och att redovisa strategier för efterinjektering baserade på detta. Analyser och beräkningar är baserade på data från kärnbrorhål från Äspölaboratoriet (KA3376B01), Törnskogstunneln (KB971) och Hallandsås (NV01). Arbetet har genomförts genom att vidareutveckla och använda en analysmetod med tre steg. De olika stegen är:

- I. Prognos av inläckage och injekteringsbehov baserat på kärnbrorhål.
- II. Förslag / underlag för design av injektering.
- III. Förslag / underlag för design av efterinjektering.

Två delmål har varit att ge en redovisning av närbergets hydrogeologiska egenskaper efter förinjektering samt att ge en analys av spridning och tätningsförmåga hos fintättningsmedel i förinjekterat berg.

ABSTRACT

A literature survey with focus on post-grouting shows that it is difficult to identify a ”praxis of post-grouting”. The descriptions are much summarised and the approaches are different. This paper aims at giving some practical and theoretical requirements for post-grouting and to identify suitable strategies based on these considerations. Analyses and calculations are based on data from cored boreholes from the Äspö Hard Rock Laboratory (KA3376B01), the Törnskog tunnel (KB971) and the Hallandsås tunnel (NV01). The project was carried through by further development and application of a method of analysis in three steps:

- I. Prediction of ingress of water and need for grouting based on cored boreholes.
- II. Proposal and support for grouting design.
- III. Proposal and support for post-grouting design.

The scope of work comprised a description of the hydro-geological properties of the near-zone of the tunnel after pre-grouting and also to present an analysis of the spread of grouts for fine-sealing of pre-grouted rock.

Problemställningar för efterinjektering

Flertalet av dagens tunnlar utförs med förinjektering i samband med drivningen för att uppfylla aktuella täthetskrav, som kan vara relaterade både till risker för grundvattenpåverkan och för tunnelns funktion i driftskedet. Vid höga täthetskrav kan efterinjektering krävas för att man ska komma ned till tillåtna nivåer på inläckaget, d.v.s. injekteringsarbeten efter uttag av berget. En allmän erfarenhet inom branschen är att efterinjektering är svår att lyckas med och i de fall man har nått goda resultat har kostnaden varit oproportionerligt hög. För efterinjektering finns därför en rad nedslående erfarenheter som upprepats inom branschen. Erfarenheterna brukar kunna summeras under följande punkter:

- Det blir inte tätt
- Man flyttar bara inläckaget
- Det går inte att få ”stopp”
- Bruket kommer tillbaka in i tunneln
- Kemmedel får inte användas
- Det tar för lång tid
- Det kostar för mycket

Detta har lett till en skeptisk inställning till metoden och utvecklingen av tekniken har blivit eftersatt. Resultat och erfarenhet från andra FoU-projekt inom injekteringsområdet har gjort att man ser nya möjligheter och en potential för effektivare efterinjektering. Det gäller både möjligheten att bedöma och beskriva sprickförhållanden, inträngningsförmåga hos olika injekteringsmedel och att simulera inträngning och tätningseffekt. En inledande litteraturomgång med fokus på efterinjektering¹ visar att det är svårt att identifiera en ”praxis för efterinjektering”. Beskrivningarna är ofta kortfattade och angreppssätten olika. Syftet med rapporten var att gå igenom de praktiska och teoretiska förutsättningarna för efterinjektering och att redovisa strategier för efterinjektering baserade på detta. Ansatsen i projektet har därför varit att teoretiskt ställa samman kunnandet kring problemets delkomponenter och genomföra analyser relaterade till bergets egenskaper och processer som förväntas vara av betydelse vid för- och efterinjektering.

Inledningsvis kommer vi att analysera några mekanismer bakom problemen ovan och därefter med utgångspunkt från det redovisa en analys och dimensioneringsgång som förhoppningsvis kan ge ett framgångsrikt utförande av förinjektering.

Mekanismer bakom problemen

Flera av de problem som räknas upp i inledningen beror på att man vid efterinjektering har en tunnel med en hög gradient in mot den öppna arean. Genom att tunneln ofta är förinjekterad när man måste göra en efterinjektering har man i realiteten gjort detta problem ännu besvärligare eftersom injekteringen ökar grundvattentrycket omedelbart utanför den injekterade zonen.

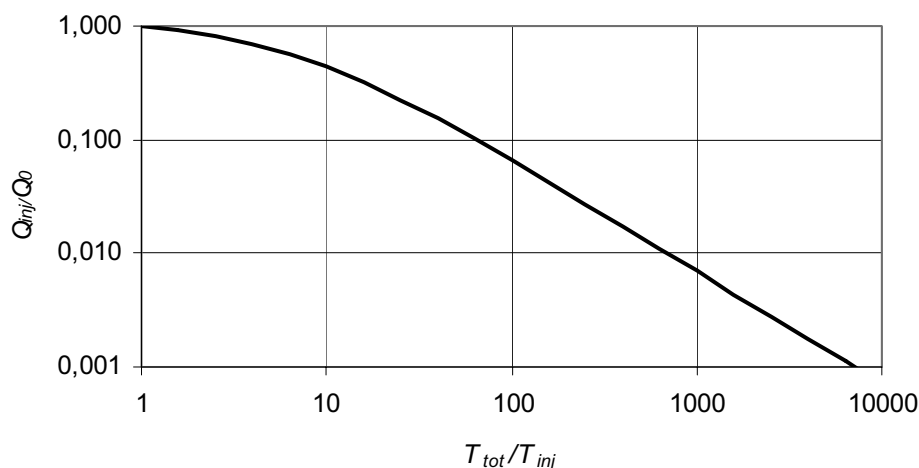
Den första frågan är relaterad till detta eftersom ett ökat tryck utanför den injekterade zonen också innebär att flödet ökar i de sprickor man inte lyckats täta med förinjekteringen. Ekvation 1 används vanligen för att få en enkel uppskattning av inläckaget i en tunnel på djupet H med och utan injektering:

$$Q_{inj} = \frac{2\pi T_{tot} H}{\ln(2H/r_t) + (T_{tot}/T_{inj} - 1) \cdot \ln(1+t/r_t) + \xi} \quad (1)$$

Här är Q_{inj} läckaget på den injekterade sträckan som utan injektering skulle ha transmissiviteten T_{tot} och efter injektering T_{inj} . Tunnelradien är r_t och t är tjockleken på den injekterade zonen. ξ är skinfaktorn som anger storleken på det inflödesmotstånd som andra effekter ger. För en ”vanlig” tunnel ($\ln(2H/r_t) \approx 2$, $\ln(1+t/r_t) \approx 1$, $\xi \approx 5$) ger detta en kvot mellan inläckaget efter injektering och vad vi skulle ha fått utan injektering, Q_0 , av:

$$Q_{inj}/Q_0 \approx \frac{7}{T_{tot}/T_{inj} + 6} \quad (2)$$

Vi ser alltså att vi måste ha en reduktion av transmissiviteten för den injekterade zonen med en storleksordning för att vi tydligt ska märka att tunneln är tät eftersom vi inte har någon oinjekterad tunnel att jämföra med. Att det är svårt att få det tätt förklaras enkelt med detta förhållande. Se Figur 1.



Figur 1 Relationen mellan inläckaget för en tätad och otätad tunnel som funktion av reduktionen av genomsläppligheten i den injekterade zonen.

Figure 1. The relation between the ingress of water to a grouted and an ungrouted tunnel as a function of the reduction of the permeability of the grouted zone.

För att förklara de följande punkterna måste vi analysera den hydrauliska gradienten närmast tunneln. Inflödet till en (cirkulär) injekterad tunnel, Q_{inj} , kan beräknas som:

$$Q_{inj} = 2\pi r_t \cdot T_{inj} \cdot -\frac{dh}{dr_{r=r_t}} \quad (3)$$

Här är T_{inj} transmissiviteten för den injekterade zonen och r_t tunnelradien. Om vi kombinerar Ekvationerna (1) och (3) och löser ut gradienten får vi:

$$-\frac{dh}{dr} = \frac{H}{r} \cdot \frac{T_{tot}}{T_{inj}} \cdot \frac{1}{\ln(2H/r_t) + (T_{tot}/T_{inj} - 1) \cdot \ln(1 + t/r_t) + \xi} \quad (4)$$

Med samma värden insatta som ovan får vi:

$$-\frac{dh}{dr} = \frac{H}{r} \cdot \frac{T_{tot}/T_{inj}}{T_{tot}/T_{inj} + 6} \quad (5)$$

För en tätad respektive en oinjekterad tunnel skulle detta innebära:

$$\text{Tätad tunnel:} \quad T_{tot}/T_{inj} \rightarrow \infty \quad -\frac{dh}{dr} \rightarrow \frac{H}{r} \quad (6)$$

$$\text{Oinjekterad tunnel: } T_{\text{tot}}/T_{\text{inj}} \rightarrow 1 \quad -\frac{dh}{dr} \rightarrow \frac{H}{7r} \quad (7)$$

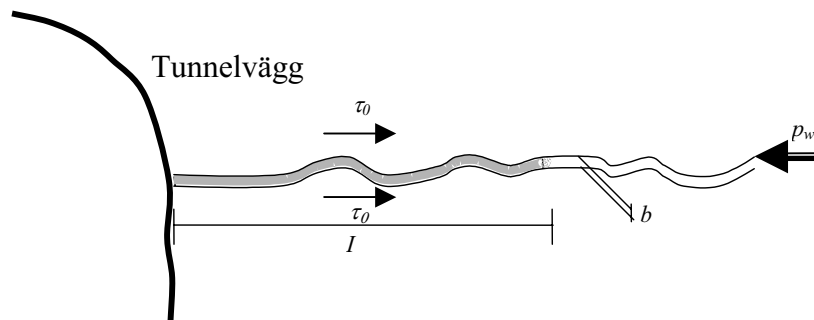
Vi ser alltså att en väl genomförd förinjektering ökar gradienten med nästan en storleksordning.

Bruket kan komma tillbaka in i tunneln av två orsaker; dels därför att vi pumpar det i en öppen kanal från borrhålet till tunnelväggen och dels därför att det efter att pumpningen slutat ger sig på drift på grund av den höga gradienten närmast tunneln. Om man pumpar det i en öppen kanal brukar man märka detta ganska lätt. Bruksflödet minskar inte under injekteringstiden och det är svårt att få stopp inom rimlig tid².

Om bruket fortsätter att rinna in i tunneln beror det på att det drivs tillbaka av vattentrycket. Man upplever det som att det inte tillstynnar. En enkel kraftbalans för att bruket skall stanna kvar i en spricka, Figur 2, ger:

$$p_w \cdot b < 2\tau_0 \cdot I \quad (8)$$

Här är p_w vattentrycket, b sprickvidden, τ_0 injekteringsbrukets flytgräns och I inträngningslängden från tunnelväggen



Figur 2 Tillbakaträngning av injekteringsbruk i en spricka.

Figure 2 Back-flow to the tunnel of grout in a fracture.

Då den hydrauliska gradienten längs sprickan kan beräknas som $-\frac{dh}{dr} = \frac{p_w}{\rho_w g \cdot I}$ finner vi:

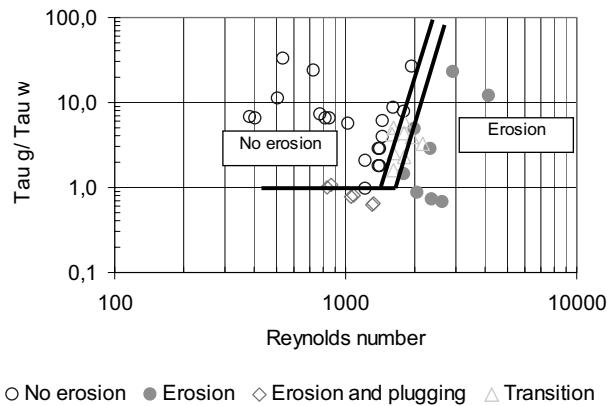
$$\tau_0 > \frac{b \cdot \rho_w g}{2} \cdot -\frac{dh}{dr} \quad (9)$$

Vilket innebär att återflödet förutom gradienten mot tunneln också är direkt kopplat till ett krav på brukets flytgräns och sprickvidden.

Vidare finns en risk att bruket bryts ned genom vattnets erosion i sprickorna³. Villkoret för att erosion inte skall ske är att den skjuvspänning som det strömmande grundvattnet utövar på sprickväggarna är mindre än injekteringsbrukets flytgräns. Detta kan för laminära

förhållanden skrivas som: $\tau_0 > \frac{b \cdot \rho_w g}{2} \cdot -\frac{dh}{dr}$, vilket är identiskt med Ekvation 9. Problemet är emellertid mer komplext än så. Om flödet är turbulent medför det att det varierar kaotiskt i

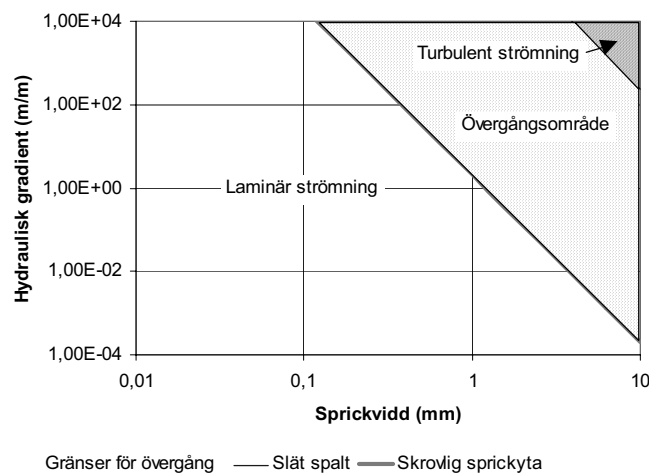
flödeskanalen och lokalt blir erosionen mycket större. En undersökning av erosion av Binghambruk i en rörkanal visar att så länge flödet är laminärt är erosionsproblemen små och möjliga att förutsäga med Ekvation 9. Problemen blir därmed större vid efterinjektering eftersom gradienten också är större. Mot det verkar att de största kanalerna rimligen har tätats om man tidigare gjort en förinjektering.



Figur 3 Erosion av Binghambruk i en rörkanal³.

Figure 3 Erosion of Bingham grout in a pipe channel.

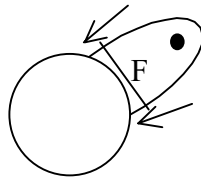
Övergång från laminärt till turbulent flöde styrs av hydraulisk sprickvidd och gradient⁴. Mellan strikt laminärt och turbulent flöde finns en bred övergångszon, se Figur 4.



Figur 4 Relationen mellan sprickvidd och hydraulisk gradient vid övergång från laminär till turbulent strömning⁵.

Figure 4. The relation between joint aperture and hydraulic gradient and the transition from laminar to turbulent flow in a fracture.

Slutligen kan man identifiera en orsak till varför det inte blir tätt. Genom att man injekterar bruket i ett gradientfält blir inte spridningen av det cirkulär. Den injekterade delen av en spricka kommer att dras ut och den beräknade inträngningslängden kommer inte att uppnås. Se Figur 5.



Tunnel

Figur 5. Principiell skiss av injektering vid gradient runt en tunnel¹. $F/2$ ger en skattning av den av gradienten påverkade inträngningen.

Figure 5. Principal sketch of grout penetration in the gradient field close to the tunnel. $F/2$ gives an estimate of the penetration affected by the gradient.

Följden blir att injekterings-skärmen inte blir tät om inte bredden på injekteringsområdet, F , blir tillräckligt stor. För en injekterad Newtonvätska finner man¹:

$$F \approx \frac{\Delta p}{\rho_w g} \bigg/ -\frac{dh}{dx} \quad (10)$$

Se också Ekvationerna 6 och 7. För en Binghamvätska är detta problem mer komplext men under förutsättning att den beräknade cirkulära inträngningslängden är större än $F/2$ torde uttrycket kunna användas som en första skattning.

Injekteringsdimensionering

Analys och beräkningar är baserade på data från kärnborrhål från Äspölaboratoriet (KA3376B01), Törnskogstunneln (KB971) och Hallandsås (NV01). Arbetet har genomförts genom att vidareutveckla och använda en analysmetod med flera steg, se Tabell 1. De olika stegen är:

- I. Prognos av inläckage och injekteringsbehov baserat på kärnborrhål.
- II. Förslag / underlag för design av injektering.
- III. Förslag / underlag för design av efterinjektering.

Tabell 1 Arbetsgång: steg I-III, inklusive centrala parametrar.

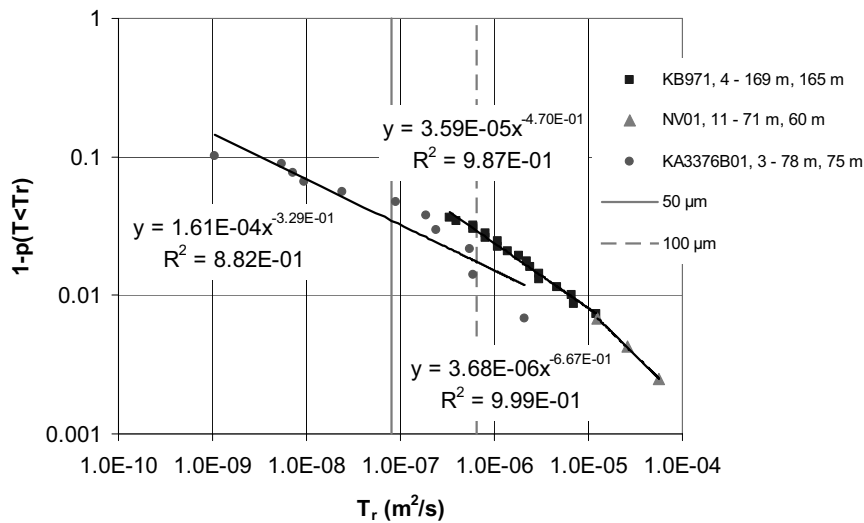
I. Prognos av inläckage och injekteringsbehov.	Fördelning, T & b (Pareto), Sprickfrekvens, Djup + $Krav$ $\downarrow 100\mu m$ och b_{max} (grov), $b_{Q < L/min}$ för 100m (fin)
II. Underlag för design av injektering med hänsyn till "jacking" och "back-flow".	Val av injekteringsmedel <u>Kontroll</u> : Tillåtet tryckintervall mht II. och tid , $\Delta p_1 - \Delta p_2 (t)$ → Intervall för <u>inträngning</u> , <u>hålavstånd</u> → <u>hålantal</u> Val för att minimera <u>tidsåtgång</u>
III. Underlag för design av efterinjektering med hänsyn till gradient.	<u>Kontroll</u> : Turbulent flöde, $a_{Re \leq 10}$ Anpassa <u>skärmgeometri</u> (stick) i II.? <u>Tryck</u> ? <u>Kontroll</u> : Inträngning, $F/2 \geq I$ Anpassa <u>hålavstånd</u> , <u>tryck</u> , <u>skärmgeometri</u> i II.?

Arbetsgången ovan har använts för att möta projektets mål¹. Två delmål har varit att ge en redovisning av närbergets hydrogeologiska egenskaper efter förinjektering samt att ge en analys av spridning och tätningsförmåga hos fintättningsmedel i förinjekterat berg. Punkterna I-II ovan ger en möjlig beskrivning av det förinjekterade berget. Slutligen kan analyser i steg III kräva att förslag eller underlag för injekteringsdesign i steg II anpassas, sammantaget skall detta ses som en bas för en efterinjekteringsstrategi. Att presentera en potentiell strategi för efterinjektering har utgjort ytterligare ett delmål för projektet. Fördelar med arbetssättet ovan är att en analysmetod där design av både för- och efterinjektering ingår bättre beskriver en helhet än om egenskaper för det förinjekterade berget hade antagits. Teoretiskt ger detta även en bättre möjlighet att inför en efterinjektering skapa en bild av vad som åstadkommit med en förinjektering, baserat på information eller antaganden om berget, det bruk och den teknik som använts vid förinjekteringen. Den konceptuella modellen och de ekvationer som använts beskrivs i kortfattat ovan och i Fransson och Gustafson¹ (2006). För ett verkligt fall är naturligtvis en ingenjörsmässig bedömning av analyser, resultat och design av central betydelse.

Den inledande analysen syftar till att beskriva berget genom att prognostisera inläckage och identifiera injekteringsbehov, se underlagsdata i Tabell 2. Figur 6 presenterar Paretofördelningar för de tre borrhålen KA3376B01 (Äspö), KB971 (Törnskogstunneln) och NV01 (Hallandsås). I figuren utgörs exponenten för linjerna av $-k$ och den flackaste lutningen (lägst k -parameter) fås för KA3376B01 (Äspö, 0.33) och den brantaste för NV01 (Hallandsås, 0.67). Enligt Figur har 90% av sprickorna ($1 - p(T < T_r) = 0.1$) längs KA3376B01 en transmissivitet som är mindre än 10^{-8} till 10^{-9} m²/s. Om man extrapolerar linjen för NV01 har 90% av sprickorna en transmissivitet som är lägre än 10^{-6} till 10^{-7} m²/s. Gränsen för vad som anses vara injekterbart med cement är 50 - 100 µm, se Figur , och detta innebär att samtliga borrhål har en stor andel sprickor som kan kräva fintätning. Hur många dessa blir beror på fördelningarna i figuren men också på sprickfrekvensen (Tabell 2) och på de inflödeskrav som ställs på tunneln. Borrhål NV01 på Hallandsås har störst andel stora sprickor men också den största sprickfrekvensen vilket gör att även sprickor med förhållandevis liten sprickvidd kan vara många till antalet.

Tabell 2 Sammanställning av borrhålsdata, underlag för analyser.

Plats	Borrhål	Längd	Antal sektioner	Antal sprickor	Antal sprickor per m.
Äspö Djup: ca 450 m	KA3376B01	3-78 m (75m)	25 à 3m	149	2.0
Törnskogstunneln Djup: ca 20 m	KB791	4-169 m (165m)	55 à 3m	873	5.3
Hallandsås Djup ca: 100 m	NV01	11-71 m (60m)	6 à 10m	987	16.5



Figur 6. Paretofördelningar för KB971 (Törnskogstunneln), NV01 (Hallandsås) och KA3376B01 (Äspö).

Figure 6. Pareto distributions for KB971 (the Törnskog tunneln), NV01 (Hallandsås) och KA3376B01 (Äspö).

Följande slutsatser kan dras i relation till punkt I. *Prognos av inläckage och injekteringsbehov baserat på kärnborrhål:*

- Analysen av data för KA3376B01 (Äspö), KB971 (Törnskogstunneln) och NV01 (Hallandsås) för verkliga djup och tunneldimensioner identifierar ett behov av fintätning i samtliga fall. Detta överensstämmer med erfarenheter från flera väl kontrollerade injekteringsförsök^{6,7,8,9}.
- Omfattningen på fintätningen är i analysen främst beroende av resulterande Paretofördelningar, T och b , men också av sprickfrekvensen, tunneldjupet och av de inflödeskrav som ställs på tunneln, se Tabell 1. Antagandet är att sprickor $>100\mu\text{m}$ kan åtgärdas med "grovtätning" med exempelvis ett cementbruk. Sprickvidden, b för max totalt inläckage (t ex 1 L/min för 100m) avgör omfattningen på "fintätningen". Detta utgör underlag för val av lämpliga injekteringsmedel, vilket ytterligare utvärderas i punkt II.
- Borrhålens representativitet och kvalitén på indata har betydelse för resultatet. För en mer heltäckande design krävs undersökningar både av det "bra" och det "dåliga" berget. Dålig upplösning och kvalité på data kommer att påverka både inläckageprognos, design och därmed också den slutliga kostnaden för projektet.

För punkt II. *Förslag / underlag för design av injektering* har de två centrala frågeställningar varit hur design av för- och efterinjektering påverkas av:

- 1) Deformation på grund av för högt injekteringstryck, "jacking".
- 2) Återflöde av bruket, "back-flow". Ekvation 9, sammanfattar de parametrar som utgör underlag för val av design och de genomräknade exemplen ger en bild av hur parametervärdena kan variera.

Förinjekteringssituationen ges av en viss sprickviddsfördelning och sprickfrekvens kombinerat med ett visst tunneldjup och för tunneln uppsatta inläckagekrav. Detta kan inte bara lösas på ett sätt, men parametrarna och deras intervall ger möjliga lösningar som också ger en bild av det förinjekterade berget. Vilka tryckintervall är ”tillåtna” med avseende på ”jacking” och ”back-flow”? Hur långt skulle baserat på geologin lämpliga injekteringsmedel teoretiskt nå under viss tid och med visst injekteringstryck? Vad återstår att täta vid en efterinjektering? Med antagandet att injekteringsmedlet skall nå till närliggande borrhål ($I =$ hålavstånd) kan antalet injekteringshål beräknas, se Tabell 1. Slutligt val av design kan vid sidan av den ingenjörsmässiga bedömningen exempelvis utgå från att minimera tidsåtgång. Detta är dock inte vidare utvecklat här.

Punkten III. Förslag / underlag för design av efterinjektering tar hänsyn till den gradient som uppkommer när man drivit tunneln. Här har två delfrågor analyserats:

- På vilka avstånd ifrån tunnelvägg fås en gradient som innebär en risk för turbulent flöde med erosion av injekteringsmedlet som följd (för Bingham- och Newtonvätska)? Övergång mellan laminärt och turbulent flöde⁴ antas vid Reynolds tal, $Re > 10$.
- Begränsas den beräknade inträngningen i (II) till följd av den ökade gradienten runt tunneln (för Newtonvätska)?

Båda analyserna behandlar ett av delmålen som var att ge en analys av spridning och tätningsförmåga hos fintättningsmedel i förinjekterat berg. Sammantaget, med de förslag och eventuella modifieringar och begränsningar som ges av analyserna i punkterna I-III fås en redovisning av närbergets hydrogeologiska egenskaper efter förinjektering och tunneldrivning och en möjlig strategi för efterinjektering. Detta utgör ytterligare ett av delmålen med projektet.

Analysen baseras på eventuell deformation ”jacking” relaterat till last från ovanliggande berg. Eventuella deformationer orsakade av spänningstillståndet i övrigt runt tunneln ingår inte i analysen. Detta problem har exempelvis belysts av Beitnes¹⁰ (2005) där han kommenterar att spänningstillståndet i berget är viktigt eftersom en låg spänning i någon riktning ökar svårigheten att nå ett bra resultat. I vissa fall kan det därför vara nödvändigt att välja ett lägre injekteringstryck och ett större antal injekteringshål eller längre injekteringstider för att lyckas med efterinjekteringen.

Slutsatser

Arbetet har genomförts genom att vidareutveckla och använda en analysmetod med tre steg. De olika stegen är:

- I. Prognos av inläckage och injekteringsbehov baserat på kärnborrhål.
- II. Förslag / underlag för design av injektering.
- III. Förslag / underlag för design av efterinjektering.

Arbetsgången ovan har använts för att möta projektets mål. Två delmål har varit att ge en redovisning av närbergets hydrogeologiska egenskaper efter förinjektering samt att ge en analys av spridning och tätningsförmåga hos fintättningsmedel i förinjekterat berg. Punkterna I-II ovan ger en möjlig beskrivning av det förinjekterade berget. Slutligen kan analyser i steg III kräva att förslag eller underlag för injekteringsdesign i steg II anpassas. Steg I-III skall sammantaget ses som en bas för en efterinjekteringsstrategi. Att presentera en potentiell strategi för efterinjektering har utgjort ytterligare ett delmål för projektet. Eftersom det som beskrivs här utgår från en teoretisk betraktelse är det för ett verkligt fall av central betydelse att göra en ingenjörsmässig bedömning av analyser, resultat och design. Prognoser av inläckage och injekteringsbehov (I) baserat på verkliga data visar att fintätning eller tätning av

sprickor betydligt mindre än 100µm behövs för att nå låga inflöden (1-5 liter/min för 100m tunnel). Detta bekräftas av svårigheterna på Hallandsås, det minskade behovet av dräner på Törnskogstunneln vid användning av fintättningsmedel och resultatet vid användande av enbart cementbruk i tunneln på Äspölaboratoriet. Centrala parametrar för analysen är sprickviddsfördelning, sprickfrekvens, tunneldjup och inläckagekrav. För att minska riskerna relaterade till utförande och ekonomi vid tunnelbyggande är datakvalité och representativitet viktigt, noggranna undersökningar bör därför göras för både ”bra” och ”dåligt” berg. För punkten II ovan beräknas lämpliga intervall för injekteringstryck utifrån analys av deformation eller ”jacking” och återflöde av bruk, ”back-flow”. Den ökade gradient som fås runt en tunnel inför en efterinjektering kan sedan påverka föreslagen eller möjlig injekteringsdesign (II) vilket ger underlag för en ny design (III). Effekterna av en ökad gradient kan vara erosion av injekteringsmedel på grund av turbulent flöde och begränsningar av inträngningen. Rekommendationer ges hur skärm (stick) och hålgeometri kan anpassas inför en efterinjektering. De analyser som genomförts baserat på verkliga data ger exempel på föreslagen arbetsgång, vilka parametrar som är av betydelse och hur dessa kan variera.

Tack

Ett stort tack riktas till SveBeFo, SBUF och Banverket som finansierat projektet och de personer i referensgruppen som hjälpt oss med information och goda råd: Lars-Olof Dahlström, Banverket, Tommy Ellison, Besab, Ann Emmelin, SKB, Magnus Eriksson, Vattenfall Power Consultant, Tomas Franzén, SveBeFo, Bjarne Liljestrand, Lemcon, Kenneth Rosell, Banverket, Björn Stille, Skanska, och Pär Åhman, FoU Väst.

Referenser

- ¹ Fransson Å, Gustafson G 2006: Efterinjektering: Inläckageprognos och design – förslag till analys. SveBeFo Rapport 75.
- ² Gustafson G, Stille H, Dalmalm T 2005: Stoppkriterier vid injektering, SveBeFo, Bergmekanikdagen 2005.
- ³ Axelsson M 2006: Erosion of grouting agents from groundwater in fractured hard rock, a laboratory study. 59th Canadian Geotechnical Conference and 7th joint CGS/IAH-CNC Groundwater Specialty Conference.
- ⁴ Zimmermann R W 2005: Influence of Reynolds number on fluid flow in rock fractures. SveBeFo Bergmekanikdagen 2005.
- ⁵ Gustafson G in prep: Hydrogeologi för bergbyggare. Manuskript, SveBeFo.
- ⁶ Emmelin A, Eriksson M, Fransson Å: 2004. Characterisation, design and execution of two grouting fans at 450 m level, SKB Äspö HRL. R-04-59, Stockholm.
- ⁷ Eriksson M, Fransson Å, Emmelin A 2005: Grouting trials in hard jointed rock – investigation, design and execution. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan.
- ⁸ Funehag J, Gustafson G 2004: Injekteringsförsök med Cembinder U22 I Hallandsås. Publikation 2004:1, Division of GeoEngineering, Chalmers university of technology, Göteborg.
- ⁹ Funehag J, Gustafson G 2005: Grouting with silica sol in the Törnskog tunnel Grouting design for silica sol in full production. Report No. 2005:12, Division of GeoEngineering, Chalmers university of technology, Göteborg.
- ¹⁰ Beitnes, A, 2005. Lessons to be learned from Romeriksporten. Tunnels and Tunnelling International, vol. 37, no. 6, Juni, 2005, sid 36-38.

INJEKTERINGSMODELL PRÖVAD MOT DATA FRÅN PRAKTIK FALL

Grouting model tested with data from a case history

Björn Stille, Skanska Teknik

Bakgrund

Mot bakgrund av de nya injekteringsteorierna avseende inträngningslängd och dimensionalitet samt statistisk karakterisering av bergmassan med avseende på geohydrologiska egenskaper (Gustafson & Stille 2005 respektive Gustafson & Fransson 2005) har nya tolkningsmöjligheter av praktiskt (i fält) utförd injektering framkommit.

Denna artikel spänner över ett stort fält med olika data och analysmetoder. Därför har inte alla steg i analyserna redovisats. Snarare syftar artikeln till att orientera läsaren i användandet och resultaten av analyserna. Det förutsätts att läsaren är någorlunda bekant med teorin i referensartiklarna ovan. Men för läsbarhets skull förtydligas vissa begrepp.

Paretofördelning: En fördelning som beskriver ett utfall med många små värden och några få större.

I: Inträngningslängd för strömning av bruk vid en viss tid

I_{\max} : Största möjliga teoretiska inträngningslängd.

I_D : Förhållandet mellan I och I_{\max} .

t: Den tid det tar att teoretiskt nå inträngningslängden I.

t_0 : tidskonstant som beror av bruksblandningen (viskositet, flytgräns) och effektivtrycket.

t_D : Förhållandet mellan tiden, t, och t_0 .

Dimensionalitet: Beskrivning av brukets strömningsväg. I teorin antingen 1-Dimensionell kanalströmning eller 2-Dimensionell strömning längs plan.

I artikeln används injekteringsexempel från Skanska's entreprenad i Varvsberget (Botniabanan) där Bergab upprättat bygghandlingarna. Geologisk beskrivning och beskrivning av injekteringsklasserna har hämtats från förfrågningsunderlaget. Injekteringsdatan kommer från Skanskas egen uppföljning av injekteringsarbetena.

Uppföljningen behandlar enbart huvudtunneln.

Projektet drevs som en utförandeentreprenad (generalentreprenad). Projektet har varit ett lyckat projekt med gott samarbete mellan beställare och entreprenör. Bergkvalitén i projektet beskrivs som gott, med ett mindre antal zoner i princip enligt bergprognosen. Entreprenören har inte erfart några problem med kontraktets krav på inläckage.

Geologisk beskrivning

Den dominerande bergarten är en homogen rödgrå medel- till grovkornig granit. Områden med porfyrisk granit med cm stora korn och gångar med pegmatit och diabas har påträffats. I några av zonerna är bergmassan kraftigt vittrad och delvis leromvandlad. Förutom i områden med vittrat berg är bergmassan av god kvalitet ur byggbarhetsperspektiv.

Det dominerande spricksystemen i graniten är brant stupande med strykning N20-30W, N30-40E, E-W och nästan horisontella bankningsplan. Bergmassan är regelbundet uppsprucken med medelstora till stora block.

En del av tektonikzonerna sammanfaller med de brant stupande spricksystemen. Där tunneln följer dessa sprickor har utfall skett i tunnelväggarna. De horisontella bankningsplanen har orsakat en del mindre problem med utfall i tunneltak.

Bergtäckningen över tunneln är som mest 35 m.

Injektering

Förinjektering utfördes för att tätta tunneln:

- där så erfordrades för att undvika/begränsa skadliga grundvattensänkningar
- för att säkerställa tunnelns funktion med tanke på de rent trafiktekniska kraven inget vatten/is över räler och ledningar.

I princip definierades tre injekteringsklasser i kontraktshandlingarna.

IK 1

Denna klass används vid förmodade zoner där en grundvattensänkning kan få negativa konsekvenser.

Hela tunnelarean injekteras. Tättningsresultatet kontrolleras med kontrollhål och vid behov kompletteras injekteringen.

IK 2

Denna klass används vid förmodade zoner där en grundvattensänkning ej bedöms innebära negativa konsekvenser.

Endast tak och vägg ner till ungefär r. ö. k. injekteras. Tättningsresultatet kontrolleras med kontrollhål och vid behov kompletteras injekteringen.

IK 3

Denna klass används i det prognosticerade ”bra berget” mellan zonerna och läckage till tunneln bedöms ej kunna orsaka skadlig omgivningspåverkan.

Observera att för större delen av tunneln bedöms en grundvattensänkning som ej skadlig (injektering utförs med injekteringsklasser 2 och 3). I projektet definierades dessa områden för respektive injekteringsklass redan i prognosen (på basis av bedömd risk för skada till följd av en grundvattensänkning).

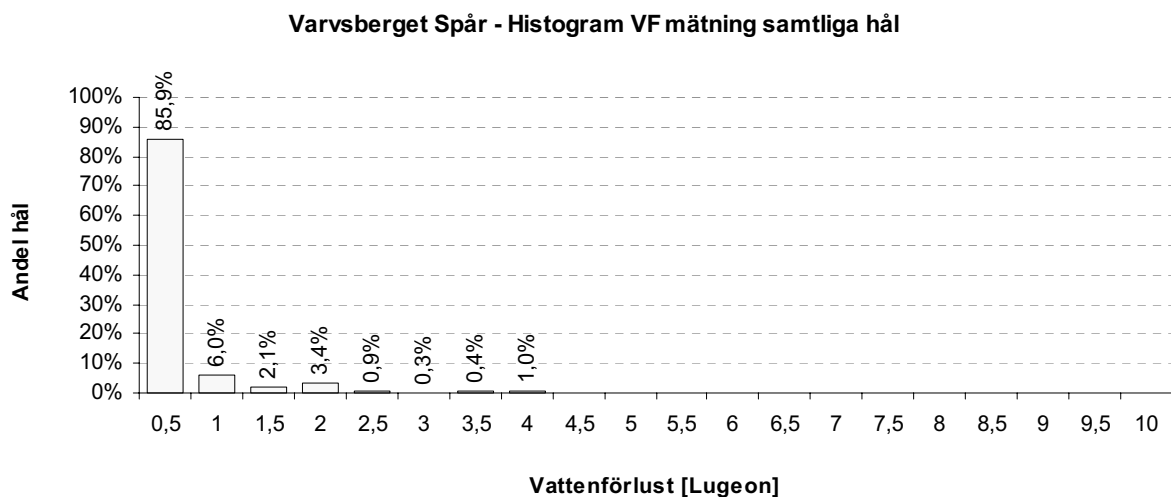
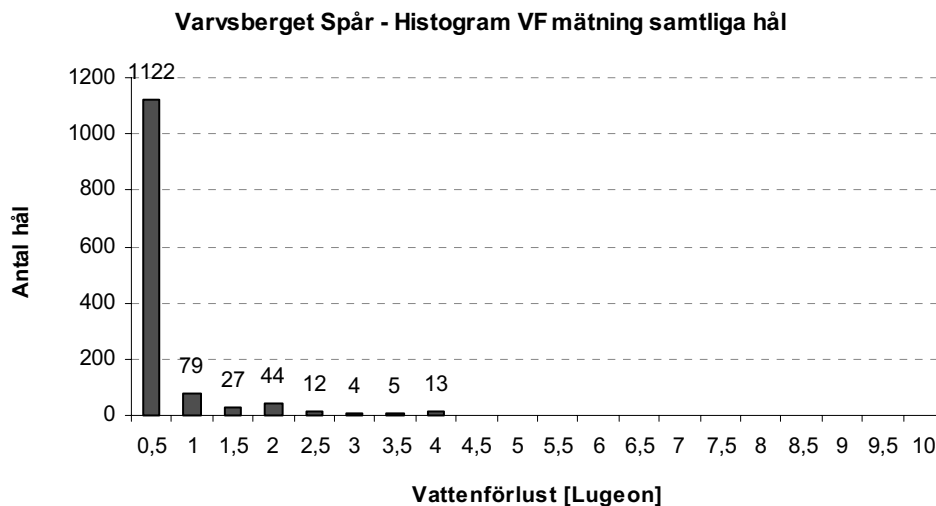
För att kunna göra en statistisk analys av inverkan av olika vattenförlust har injekteringsklasserna i denna uppföljning definierats om baserat på resultatet från

vattenförlustmätningen. Hypotesen är att det finns ett geologiskt/hydrogeologiskt samband som statistiskt kan beskrivas på basen av den största uppmätta vattenförlusten i varje injekteringskärm.

Sonderingshål utförs. På basis av resultatet av sonderingshålen bedöms behovet av förinjektering.

Vattenförlustmätningar

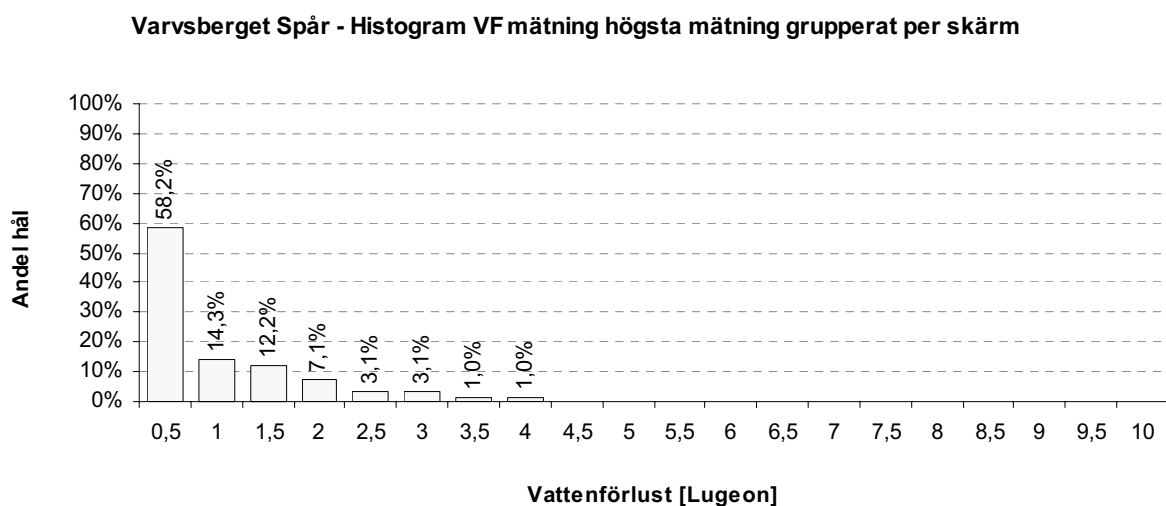
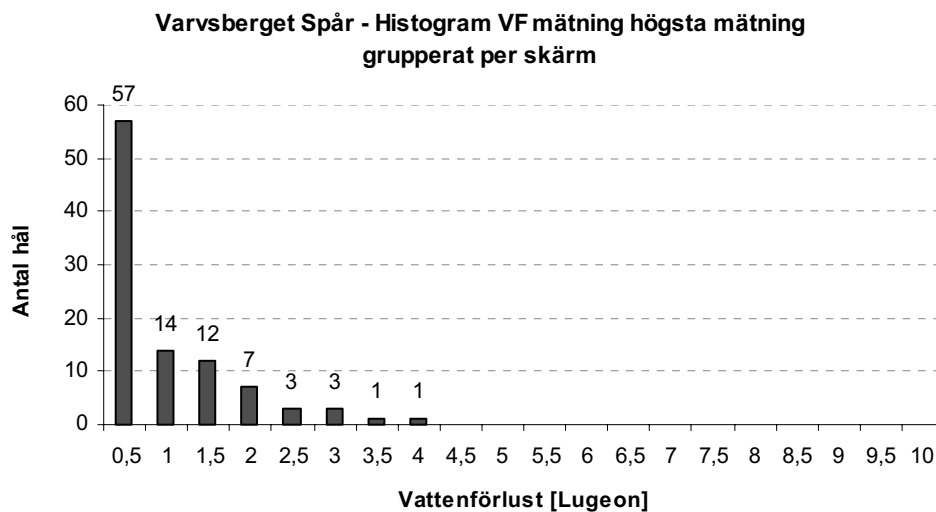
Vattenförlustmätningarna i sonderings- injekteringshålen från huvudspårstunneln redovisas i figur 1 och figur 2. Den presenterade statistiska analysen kommer från samtliga mätningar (figur 1) och för den största uppmätta vattenförlusten för varje skärm (figur 2). Totalt har omkring 1300 hål analyserats i 79 injekteringskärmar.



Figur 1 Histogrammen visar fördelningen av vattenförlust för samtliga hål i huvudspårstunneln.

Figure 1 Histogram showing distribution of water loss for all holes in the main tunnel.

Som kan ses i figurerna är en majoritet av alla hål i tunneln ”täta” d v s visar på ett mätvärde mindre än 0,5 Lu. Det kan tilläggas att dessa hål oftast noterats med noll vattenförlust.



Figur 2 Histogrammen visar vattenförlustfördelningen av det största mätvärdet i varje injekteringskärm.

Figure 2 Histogram showing the water loss distribution of the largest measured value for each grouting fan.

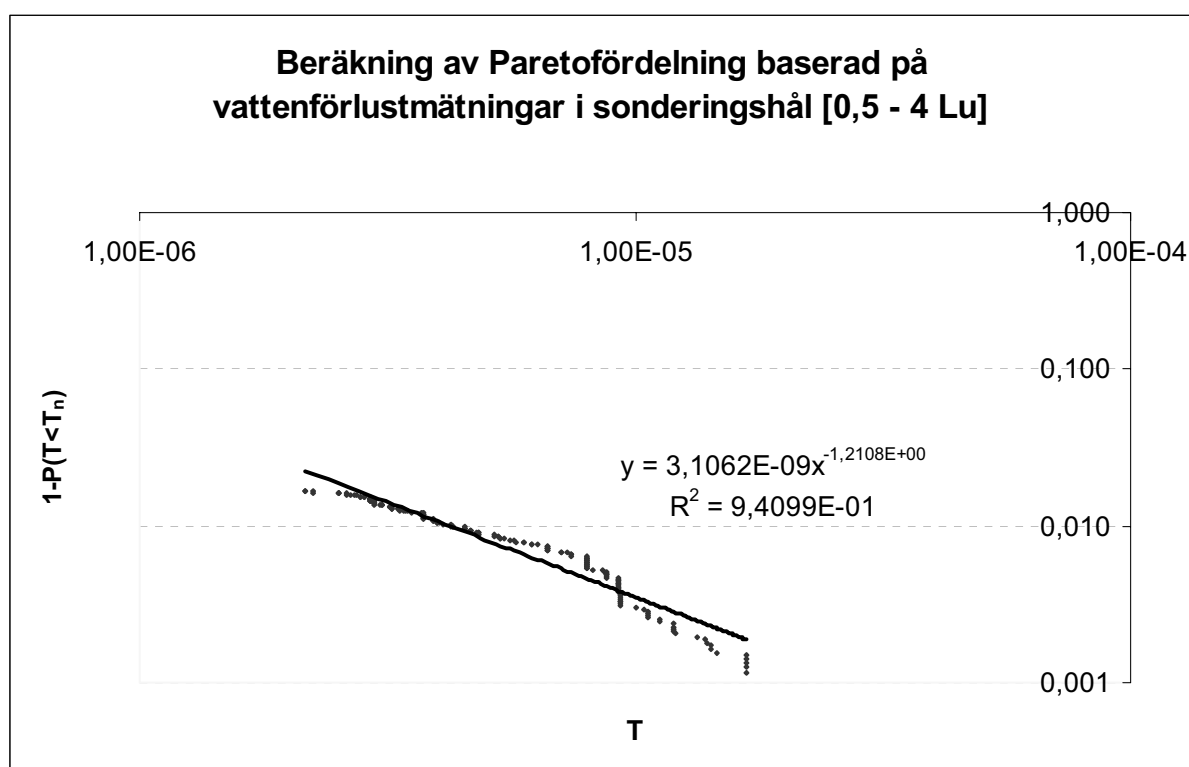
Figur 2 visar på den största uppmätta vattenförlusten i varje skärm. Normalt bestäms injekteringsinsatsen utifrån detta värde. Det kan alltså konstateras att nästan 60% av tunnelsträckningen visar på ett i princip tätt berg där mycket små inläckage kan förväntas.

Jämförs figurerna ovan kan det konstateras att det är en signifikant skillnad dessa emellan. Detta faktum är intressant framförallt ur ett perspektiv där prognos över injekteringsinsatsen skall utformas.

Vidare kan konstateras att det finns ett stort antal hål med mycket små värden och några få med lite större. I princip bör alltså en mer detaljerad statistisk analys av borrhålen kunna

utföras. Längden på borrhålen och deras relativa närhet medför dock att ett antal av de sprickor som korsar varje borrhål kommer att korsa även angränsande borrhål med påföljande störning på analysresultaten (varje enskild mätning är troligen för vissa fall ej unik).

Baserat på vattenförlustmätningarna kan en Paretofördelning av sprickornas transmissivitet beräknas. Fördelningen beskriver sannolikheten att träffa ett intervall med en viss transmissivitet. För att kunna göra beräkningen har antalet ”unika” sprickor per borrhål antagits. Vid genomförande av analysen visade det sig att de värden som var mindre än 0,5 Lu och större än 4 Lu bröt kraftigt mot trenden. Baserat på detta och allmän erfarenhet av osäkerheter i vattenförlustmätningarnas genomförande har trendkurvan enbart analyserats för de mätdata som ligger inom intervallet.



Figur 3 Paretofördelning av transmissiviteter i sonderings- injekteringshål.

Figure 3 Pareto distribution of transmissivities in probe/grout holes.

Bruksåtgång

Injekteringsklasserna i denna uppföljning har definierats efter den största vattenförlustmätningen för varje skärm. I projektet har inte samma kriterier använts utan olika skärmtyper har definierats enligt IK1 – IK3 ovan.

Följande definition har använts i fallstudien.

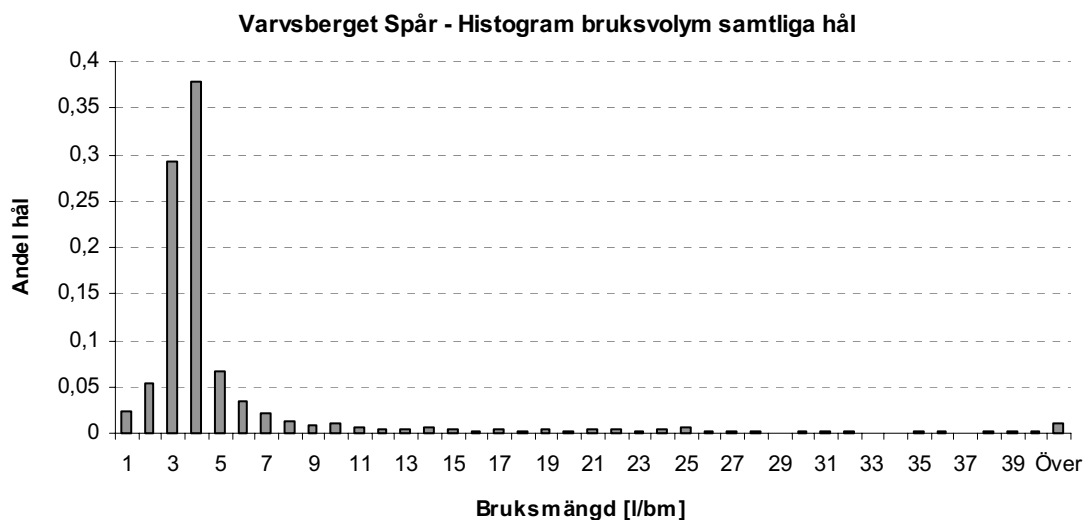
Injekteringsklass A: vattenförlust < 0,5 Lugeon

Injekteringsklass B: 0,5 Lugeon < vattenförlust < 2 Lugeon

Injekteringsklass C: 2 Lugeon < vattenförlust

Givet vattenförlustmätningarna har 58% av alla skärmar en största vattenförlust < 0,5 Lu (injekteringsklass A), 34% har en största vattenförlust mellan 0,5 och 2 Lu (injekteringsklass B) och 8% av alla skärmar har en vattenförlust större än 2 Lu (injekteringsklass C) .

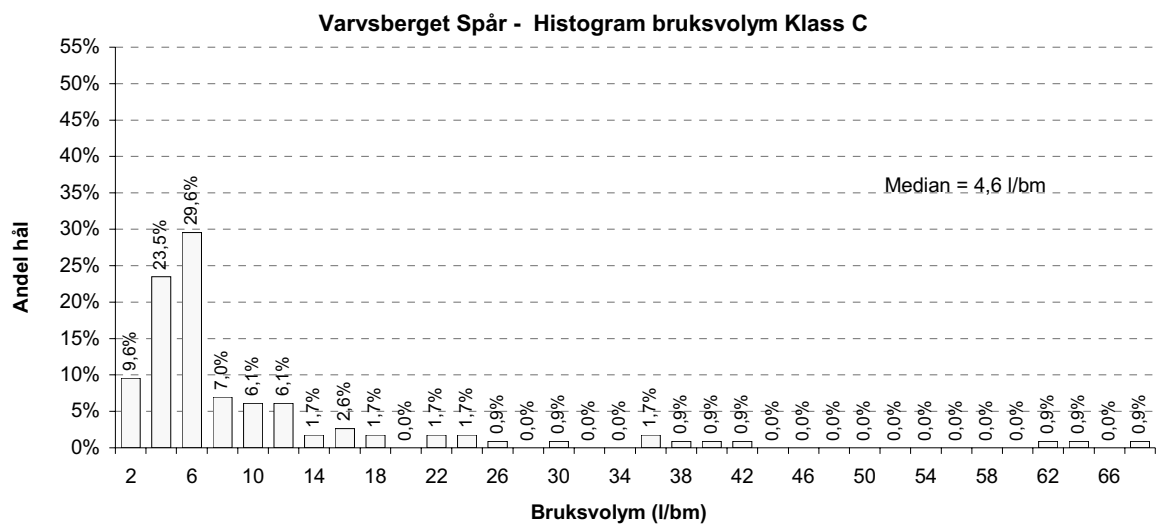
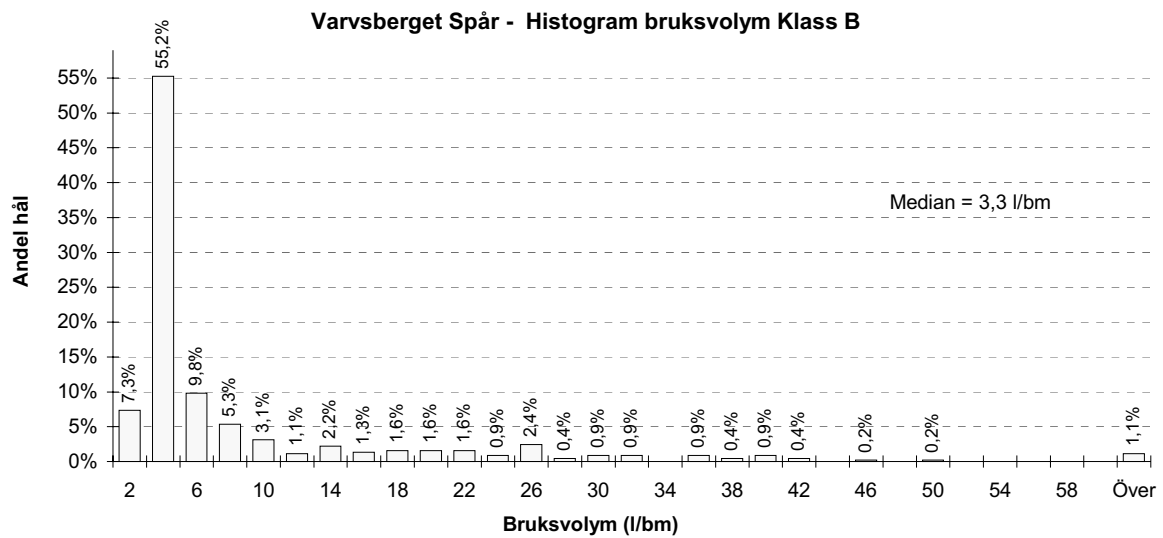
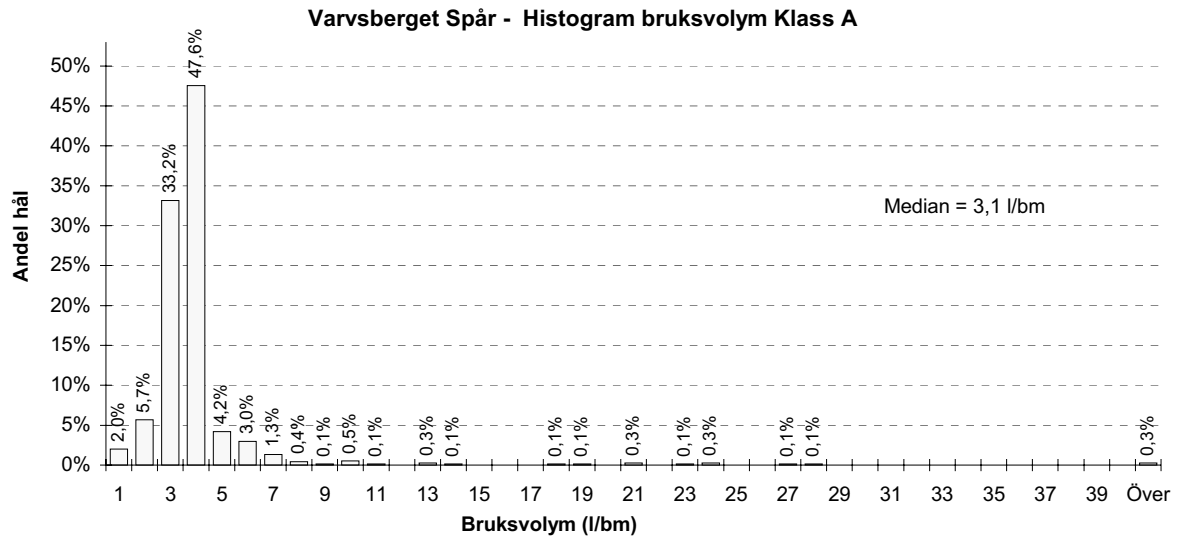
I figur 4 redovisas bruksåtgången för samtliga injekteringshål. Borrhålsvolymen är inte borträknad från totalvolymen. Borrhålet rymmer ca 3 l/bm (liter/borrmeter). Som kan ses visar figuren att flertalet hål bara injekteras med dryga hålvolymen eller mindre. När bruksåtgången studeras skall man dock vara medveten om att för många skärmar i IK3 (projektets definition) där vattenförlusten varit låg har det räckt med hålfyllnad.



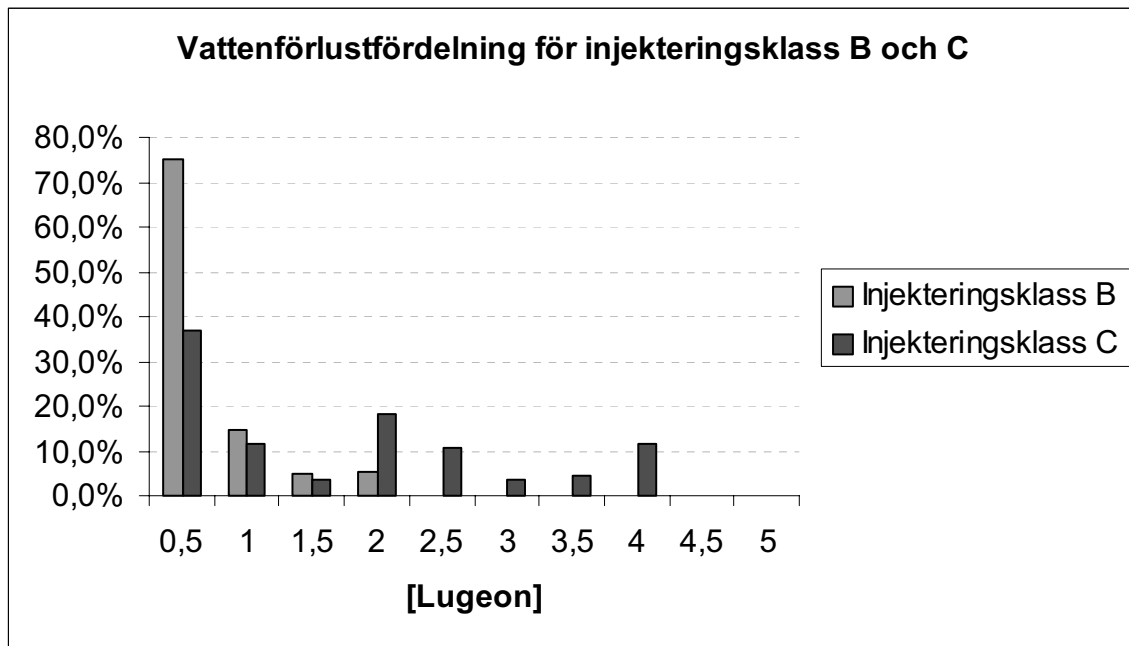
Figur 4 Bruksåtgång för samtliga injekteringshål.

Figure 4 Grout take for all grout holes.

I figur 5 redovisas bruksåtgången uppdelat på injekteringsklass A, B, C. Här är det intressant att konstatera att samtliga klasser uppvisar en liknande fördelning d v s ett stort antal borrhål tar bara hålfyllnad och ett mindre antal hål tar större bruksvolym. Hål med bruksvolym mindre än 4 l/bm utgörs av 90% för klass A, 62% för klass B och 33 % för klass C. Vidare kan konstateras att formen på bruksåtgångskurvan är beroende av injekteringsklassen. Det innebär att sambandet mellan vattenförlust och bruksåtgång kan beskrivas statistiskt och skulle kunna utgöra ett underlag för att utvärdera en bergparameter av typen injekterbarhet och/eller möjligen som indirekt mått på genomsläpplighet, transmissivitet eller hydraulisk konduktivitet.



Figur 5 Bruksåtgång för olika injekteringsklasser (definierad efter största vattenförlust).
 Figure 5 Grout take for different grout classes (defined after the largest water loss).



Figur 6 Histogram med vattenförlustfördelning för injekteringsklass B och C.

Figure 6 Histogram with water loss distribution for grout classes B and C.

Injekteringsklass A har en mycket stor andel hål med "0" resultat och ett största värde på max 0,5 Lu. I jämförelse med de andra injekteringsklasserna hamnar alla mätdata för A-skärmar i den vänstra kolumnen.

Studeras vattenförlustmätningarna kan man se att det är en signifikant skillnad mellan injekteringsklass B och C. Som redan konstaterats kan detta delvis förklara skillnaden i formen på bruksåtgångshistogrammen. Den ojämna fördelningen av vattenförlust för C-skärmar beror sannolikt på ett mindre statistiskt underlag (endast 8% av skärmar definieras som C-skärmar). Med ojämn fördelning menas här toppar vid 2 och 4 Lu, det är sannolikt att med ett större underlag skulle fördelningen se jämnare ut.

Vid utvärderingen av mätdata bör det noteras att bruksåtgångskurvorna är att betrakta som betydligt mer pålitliga på grund av bland annat utrustning, tryck och den mänskliga faktorn.

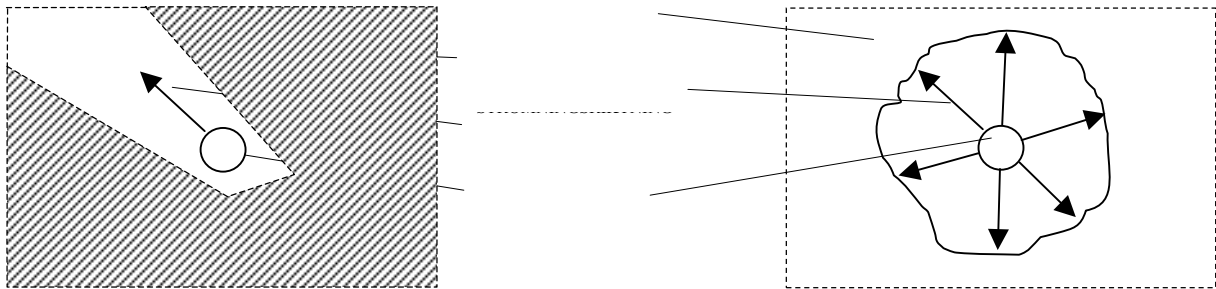
Vidare analyser och jämförelser med bruksåtgång för injekteringsklass A ses inte som meningsfullt eftersom en stor andel av dessa hål bara har hålfyllnad med bruk vct 0,5.

Inträngningslängd och dimensionalitet

Teorin för bruksinträngningslängd beskriver (a) hur brukspridningens dimensionalitet kan bestämmas med hjälp av diagnoskurvor för endimensionell och tvådimensionell strömning, och (b) förhållandet mellan inträngningslängd och injekteringstid. Teorin för beräkningarna går inte igenom i detalj utan resultaten av variation i utförande när det gäller tryck och vct beskrivs nedan.

Dimensionalitet

Med dimensionalitet avses på vilket sätt som injekteringsbruket strömmar i de sprickplan som korsar det injekteringshål som bruket pumpas in i, det vill säga om det är endimensionell strömning (kanal eller rörströmning) eller tvådimensionell strömning. Detta beror bland annat av hur sprickplanen är orienterade i förhållande till injekteringshålet, och hur sprickvidden varierar. Se Figur 7



Figur 7 Princip för endimensionell och tvådimensionell strömning.

Figure 7 Principle for 1-dimensionel and 2-dimensionel flow.

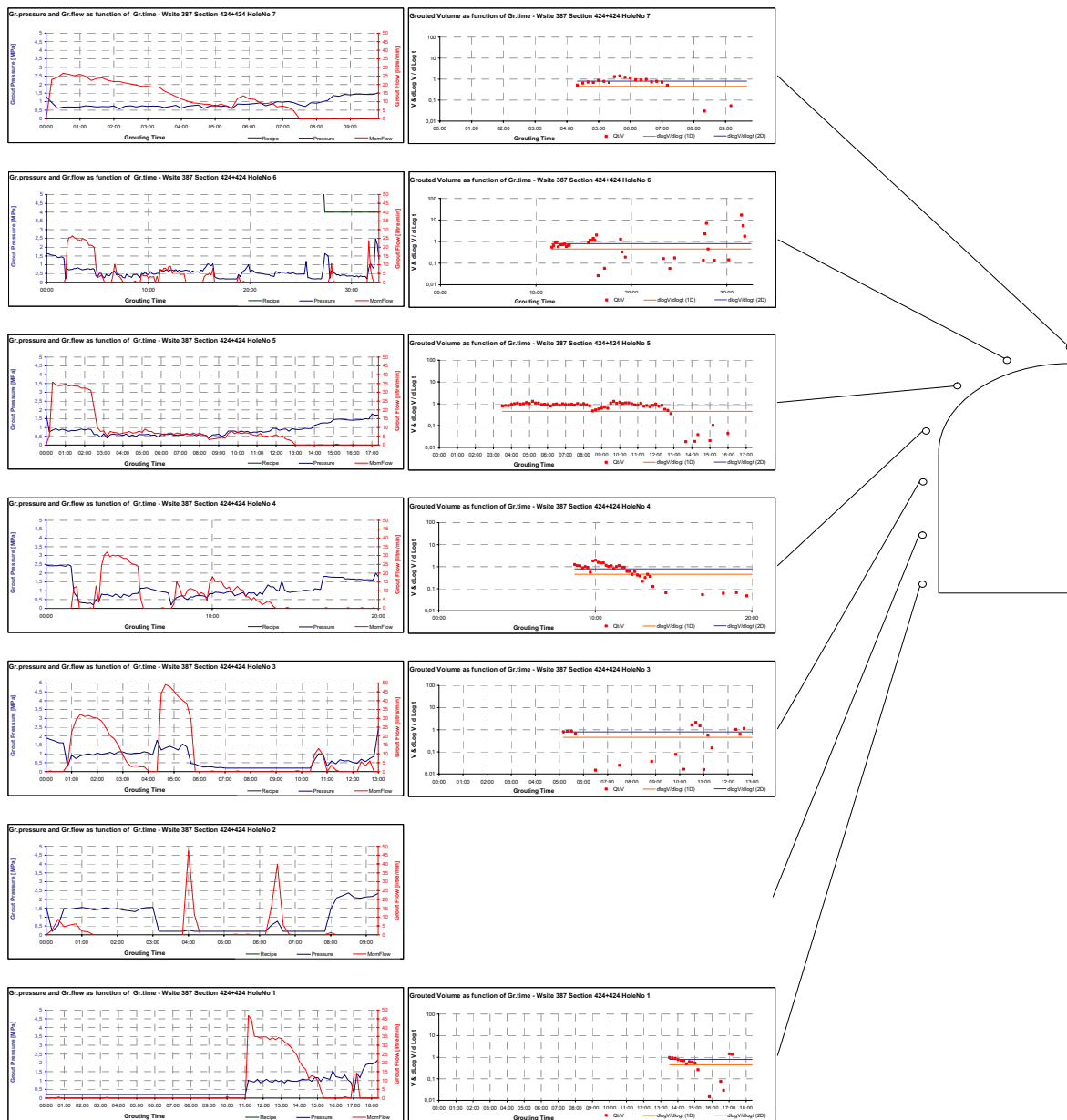
Med underlag av insamlade data ritas diagram över bruksflöde som funktion av tid. Bruksflödet representeras av ett dimensionslöst flöde beräknat som $Q \cdot t / V$, dvs momentant bruksflöde \cdot ackumulerad tid / ackumulerad volym. Dessa värden jämförs sedan med diagnoskurvor för endimensionell respektive tvådimensionell strömning i bergmassan.

I figur 8 och 9 redovisas tryck och flödes diagram från en injekterings-skärm (klass C). Dimensionaliteten i den presenterade skärmen visar tydligt att flödesvägarna är i huvudsak 2-dimensionella.

Med undantag av hål 12 som visar på ett "3D" flöde. Det vill säga när bruksflödet är större än vad diagnoskurvan för 2-D förhållanden anger. Det kan ske vid injektering i sprickplan med väsentligt varierande sprickvidd (större än vanligen förekommande). Inverkan av Hässlers "piece of cake" modell kan troligen påverka resultaten.

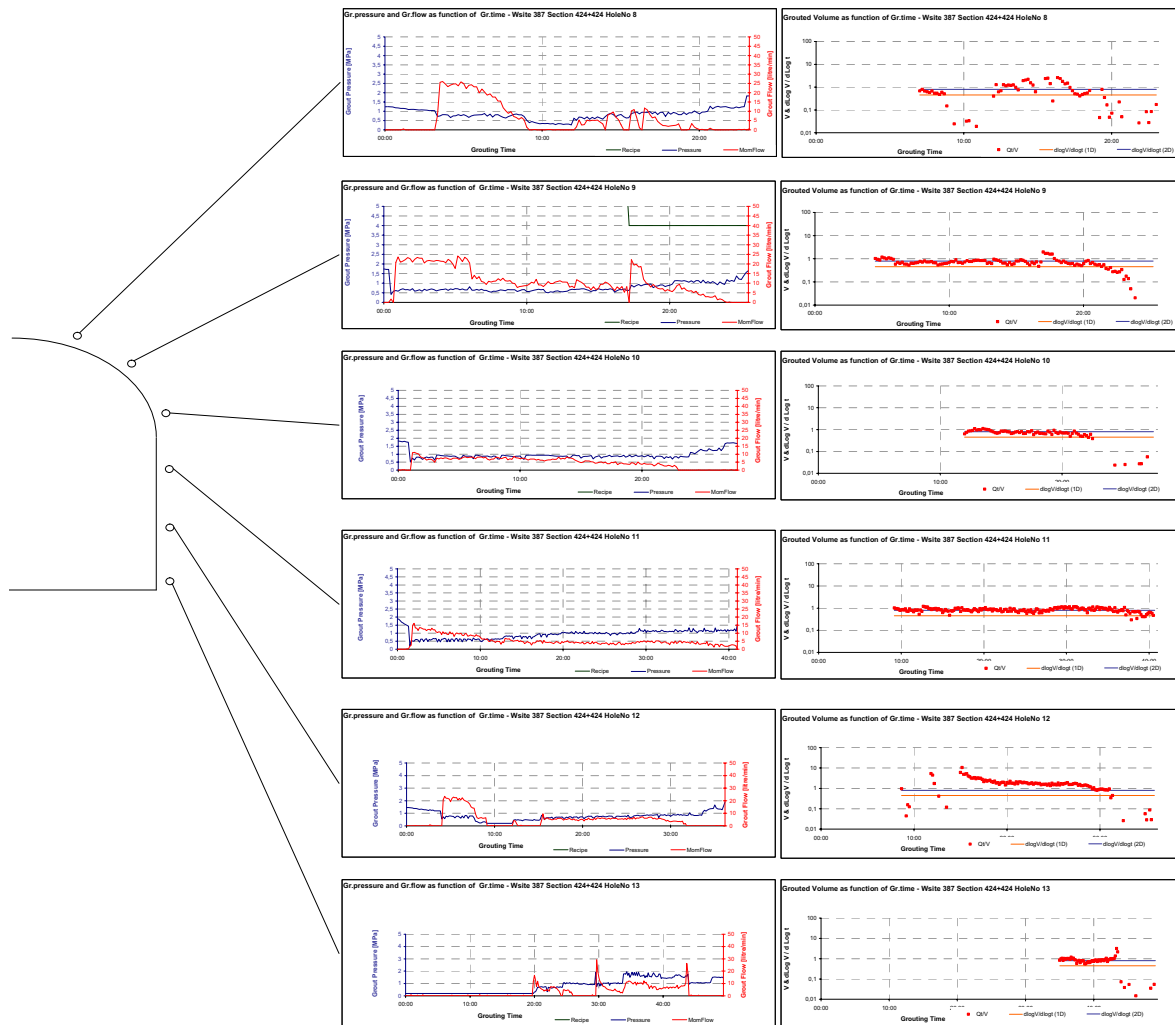
Det är intressant att se att nästan alla hålen har injekterats med förhållandevis konstant tryck under en större del av injekteringstiden. Trycket ökas generellt mot slutet av injekteringsperioden, vilket är mer eller mindre standardiserat utförande även om det inte helt stöds av teorin.

För den här injekterings-skärmen är bruksflödena relativt små d v s mindre än 10 l/min. Injekteringstiden efter hålfyllnad varierar mellan 4 och 30 min vilket gör den här skärmen till en snabb, och tillsammans med andra faktorer, troligtvis ett bra exempel på en lyckad injekteringsomgång.



Figur 7 Tryck och bruksflödes kurvor för dimensionalitetsanalys, injekteringshål 1 – 7, skärm nr 35.

Figure 7 Pressure and grout flow curves for the dimensionality analysis, grout holes 1-7, fan 35



Figur 8 Tryck och bruksflödeskurvor för dimensionalitetsanalys, injekteringshål 8 – 13, skärm nr 35.

Figure 8 Pressure and grout flow curves for the dimensionality analysis, grout holes 8-13, fan 35.

Totala injekteringsvolymen för de 13 hålen i Figur 7 och Figur 8 är mellan 100 och 300 l (total volym, varav ca 80 l är hålfyllnad).

Som vanligt med injektering och geologi, varierar förhållanden och som ett exempel visas, tabell 1, vilket kan ge läsaren en ide om bruksåtgång i inte så ideala förhållanden.

Tabell 1 Utdrag ur uppföljningen av bruksåtgång. Injekteringsklass C.

Table 1 Excerpt from the grout take follow up. Grout class C

Tunnel	Section	Fan nr	Hole nr	Hole length	w/c r. 0,5	w/c r. 0,8	w/c r. 1	w/c r. 2	Total Vol	Water loss	Grout class
Hn	986	15	1	21	84				84	0,0	C
Hn	986	15	2	21	324			455	779	0,5	C
Hn	986	15	3	21	95				95	0,0	C
Hn	986	15	4	21	85				85	0,0	C
Hn	986	15	5	21	85				85	0,0	C
Hn	986	15	6	21	81				81	0,0	C
Hn	986	15	7	21	80				80	0,0	C
Hn	986	15	9	21		16			16	3,4	C
Hn	986	15	10	21		13			13	3,4	C
Hn	986	15	11	21		9			9	3,4	C
Hn	986	15	12	21		14			14	3,4	C
Hn	986	15	13	21		96	1220		1316	3,4	C
Hs	372	17	1	27	34		66		100	0,7	C
Hs	372	17	2	27	11		71		82	0,2	C
Hs	372	17	3	27	574		508		1082	1,5	C
Hs	372	17	4	27	14		143		157	1,0	C
Hs	372	17	5	27	1630		1104	478	3212	2,5	C
Hs	372	17	6	27	11		108		118	0,4	C
Hs	372	17	7	27	35				35	0,2	C
Hs	372	17	8	27	230				230	1,7	C
Hs	372	17	9	27	80				80	0,0	C
Hs	372	17	10	27	80				80	0,0	C
Hs	372	17	11	27	80				80	0,0	C
Hs	372	17	12	27	80				80	0,0	C
Hs	372	17	13	27	80				80	0,0	C
Hs	372	17	21	27	80				80	0,0	C
Hs	372	17	22	27	80				80	0,0	C
Hs	372	17	23	27	21			87	108	0,0	C
Hs	372	17	24	27	1	4			5	0,0	C
Hs	372	17	25	27	22			118	140	0,0	C
Hs	372	17	26	27	9	195	762	684	1650	0,0	C
Hs	372	17	27	27	4	44			48	0,0	C
Hs	372	17	28	27	4			101	105	0,0	C
Hs	372	17	29	21	6				6	0,0	C
Hs	372	17	29	27				79	79	0,0	C
Hs	372	17	30	27				105	105	0,0	C

Särskild uppmärksamhet bör riktas mot de markerade områdena för injekteringskärm 15 hål 9 – 13 och injekteringskärm 17 hål 3, 5 och 26.

Det första exemplet (skärm 15) visar vad som kan hända om injekteringshålen har samband. Det andra (skärm 17) visar en trolig stor spricka och (hål 26) att vattenförlustmätningar inte alltid är pålitliga för att bestämma bruksåtgång eller för att förutsäga geologiska förhållanden. Vad ser vi här egentligen? För skärm 15, hål 9 till 13, har hålen samband vilket bland annat verifieras av att vi har exakt samma vattenförlust i varje hål. Givet att hålen har samband är det rimligt att det först injekterade hålet fyller upp närliggande hål med injekteringsbruk. Genom att anta ett bruksflöde på 10 l/min skulle det ta 130 min eller lite mer än 2 h att pumpa in de 1300 l som injekterades. Det är rimligt att tro att bruket i de närliggande hålen har börjat härda eller åtminstone styvna när injekteringen av dessa hål påbörjas. Det är troligen så att den större sammanbindande sprickan(orna) har tätats, men det är också troligt att de mindre sprickorna i närheten (angränsande hål som inte i första hand direkt trycksatts) inte har tätats tillräckligt.

Från skärm 17, injekteringshål 3 och 5, har stor bruksåtgång till och med för bruk med vct 0,5 det vill säga 570 respektive 1600 liter. Det kan troligen definieras som exceptionella förhållanden för de flesta tunnlar. En geologisk tolkning kan vara att större sprickor eller till och med tomrum har injekterats.

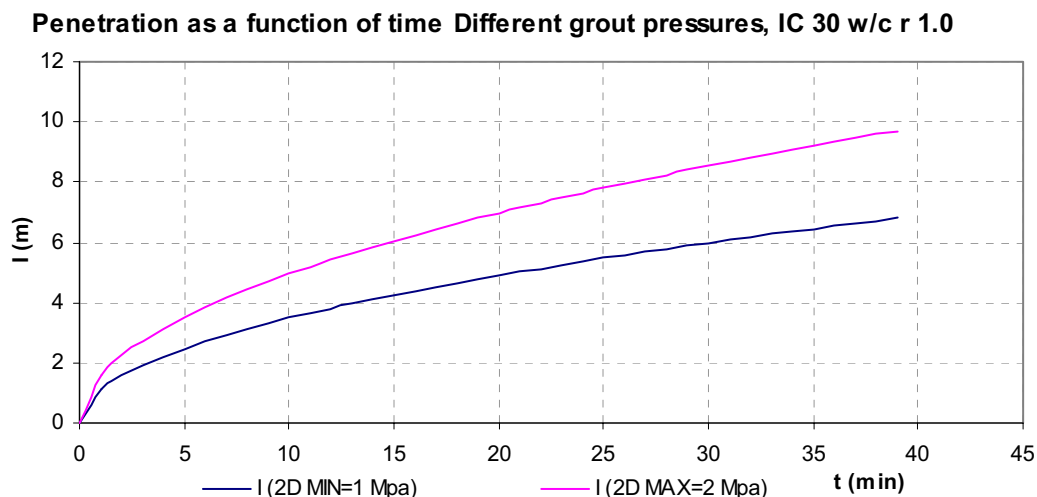
Ett annat exempel från skärm 17 (injekteringshål 26) visar ett troligt fall där vattenförlustmätningen antingen inte har utförts alls eller där lerfyllnad eller borrkax sätter igen sprickorna (vilket händer). I vilket fall tycks det klart att vattenförlustmätningar i sonderings- injekteringsborrhål i sig självt är en osäkerhet speciellt när det kommer till en direkt beskrivning (utan vidare analys) av de geohydrologiska förhållandena.

Inträngningslängd

I analysen har den teoretiska inträngningslängden beräknats som en funktion av tiden. Effekterna av variationer i variabler som vct (d v s skillnad i viskositet och flytgräns) och tryck visas, se figur 9 och 10. De bruksparametrar som använts i beräkningarna har hämtats från utförda labtester på IC30 med 2% Setcontrol.

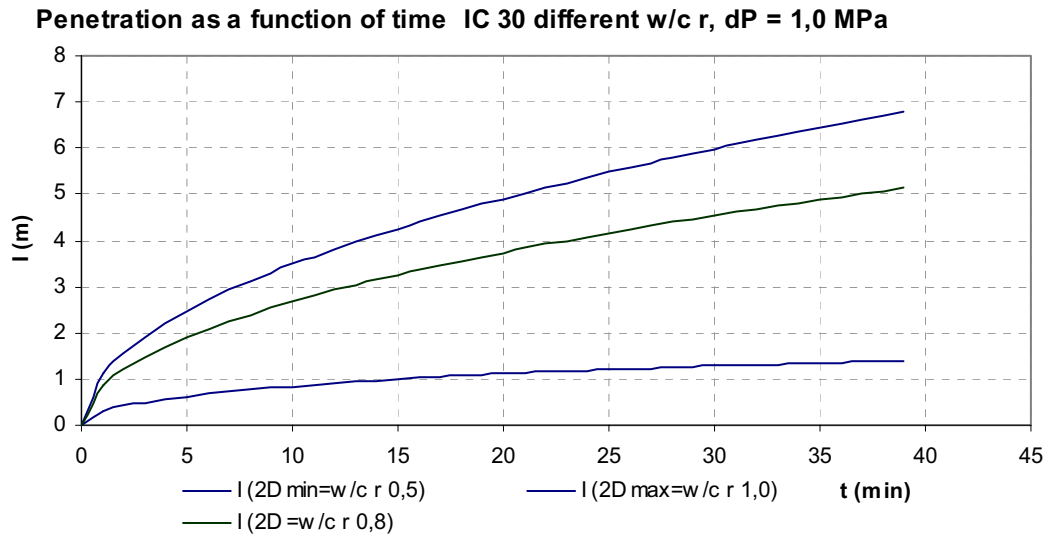
Inträngningslängden har beräknats för en sprickvidd om 0,1 mm (100 µm). Denna är vald utifrån ett antagande om minsta injekterbara sprickvidd baserad på utvärderad ”kritisk” sprickvidd för använt bruk. I det studerade exemplet ovan kan inträngningslängden beräknas till mellan 1 och 6 m för 0,1 mm sprickvidd.

- Inverkan av injekteringstryck (effektivtryck) har testats med två olika nivåer, 1 MPa och 2 MPa, vilket visar att injekteringstrycket har en relativt stor inverkan på beräknad inträngningslängd som funktion av tiden. För inträngningslängden I erhålls t vid injekteringstryck dP , $2dP$ (dubbla trycket) erhålls i detta fall $\frac{1}{2} t$ (se figur 9). Det kan visas teoretiskt att effekten av tryckökningen blir större ju längre injekteringstiden är eller egentligen ju närmare t_0 man kommer (t_D ökar).
- Inverkan av förändrat vct har beräknats för vct 1,0, 0,8 och 0,5. Kurvorna visar att bruksegenskaperna har en relativt stor inverkan på beräknad inträngningslängd som funktion av tiden. I detta avseende är det de reologiska egenskaperna flytgräns och viskositet som har betydelse för inträngningslängden. Framförallt gäller detta vct 0,5.



Figur 9 Inträngningslängd som funktion av injekteringstid med varierande injekteringstryck

Figure 9 Grout penetration length as a function of grout time for varying grout pressures.



Figur 10 Inträngningslängd som funktion av injekteringstid med varierande bruksegenskaper.

Figure 10 Penetration lengths as a function of the grout time with varying grout properties.

Diskussion

Geologiska/geohydrologiska förhållanden kan tolkas efter vattenförlustmätningar och beräknad paretofördelning genom att granska fördelningen, se figur 3. I figuren kan en ”knäck” på kurvan uppfattas och detta kan tolkas som en överrepresentation av samma ”spricka” något som delvis kan styrkas utifrån tabell 1 (samma vattenförlust i angränsande hål, troligen från samma ”spricka”). Detta kan också teoretiskt visas.

I detta sammanhang kan man också diskutera hur representativiteten från mätningarna skall tolkas. Precis som en genomgående ”spricka, zon” eventuellt kommer att ge likvärdiga vattenförluster kommer mätningar i täta sprickor möjligen också att överrepresentera tätheten i dessa.

I artikeln har inte transmissivitet för analyserad sprickfördelning (baserad på Pareto fördelningen) beräknats. Denna ger, om hela analysen genomförs till och med inläckageberäkning och antagen injekterbar sprickvidd, en uppfattning om den resttransmissivitet som återstår efter injektering. Det verkar dock som att inläckagen överskattas, om detta beror av avsänkning av grundvattentryck i bergmassan, skinfaktorer eller om flertalet av de sprickor som observeras i princip är täta (se exempelvis Axelsson&Turesson 1996 eller Janson 1998) eller en samverkan av dessa är i dagsläget inte helt utrett.

Det samband mellan vattenförlustmätning och bruksåtgång som redovisats ovan är mycket intressant. Detta samband kan förmodligen beskrivas statistiskt. I praktiskt utfört arbete kan en gräns för förväntat beteende sättas upp. Överskrids denna kan åtgärder som kontrollhål sättas in alternativt konstateras att injekteringsklassen skall omvärderas. Sambandet kan också kanske ge möjlighet till bättre prognoser och bättre tolkning av utfört arbete.

Genom att studera bruksåtgång allmänt framkommer en del intressanta fakta som andel hål med mindre än hålfyllnad. Är dessa orsakade av täta hål, igenrasade hål, hålfyllt från angränsande hål etc? Vad kan förväntas av injekteringsresultatet om vi har injekteringshål med samband? Bör kraven på injekteringsarbetet förändras med de nya tolkningsmöjligheter som står till buds?

Dimensionalitetanalysen kan visa hur injekteringsbruket transporteras i bergmassan. Den kan också för de fall där större än 2-D flöde analyserats (3-D?) med en större erfarenhetsbank tjänstgöra som underlag för ett tekniskt-teoretiskt stött beslut avseende ominjektering.

Sammanfattningsvis bör statistiska analyser och erfarenheter kunna utgöra ett underlag för en definition av ”strategier för injektering baserad på vetenskaplig teori och praktisk erfarenhet”. Vilket också är ett arbetsnamn på ett forskningsprojekt som just påbörjats på Chalmers.

Referenser

Axelsson M., Turesson S., (1996) ”Injektering med microcement, laboratorieförsök och projektutvärdering, Glödsbergstunneln”, Examensarbete 96/12, Avd för Jord och Bergmekanik, KTH

Hässler L., (1991) ”Grouting of rock – Simulation and classification” Doctoral thesis, Avd för Jord och Bergmekanik, KTH

Janson T., (1998) ”Calculation models for estimation of grout take in hard jointed rock” Doctoral thesis 1018, Avd för Jord och Bergmekanik, KTH

Gustafson G., Fransson Å., (2005) “The use of the Pareto distribution for fracture transmissivity assessment” Hydrogeology Journal

Gustafson G., Stille H., (2005) “Stop Criteria for Cement Grouting” Felsbau

TRYCKFALL EFTER INJEKTERING BEROENDE AV GEOLOGIN

Geology dependent pressure loss after grouting

Thomas Dalmalm, NCC Teknik

Mattias Roslin, NCC Construction Sverige AB

Sammanfattning

Efter injektering har ibland tomma injekteringshål noterats trots att de injekterats till stopp med ett separationsstabil injekteringsbruk. I denna artikel redovisas tryckfallsmätningar från fyra olika injekterings-skärmar där tryckfallet i injekteringshålerna studeras under injektering och två timmar efter avslutad injektering. Trycket faller olika snabbt och hastigheten beror av den lokala geologin. Bruksinträngningen i bergets sprickor fortsätter ibland även efter att injekteringen avslutats och styrs då sannolikt av komprimerad luft i inestängda luftfickor.

Summary

Empty grout holes have sometimes been observed after grouting to specified stop criteria with separation stable grouts. In this article the pressure drop in the grout holes during and two hours after grouting from four grout fans have been studied. The pressure drop is fast and varies depending on the local geology. The grout penetration of the fractures continues even after grouting has been completed, and is probably governed by the pressure in trapped air pockets.

1 Inledning

1.1 Bakgrund

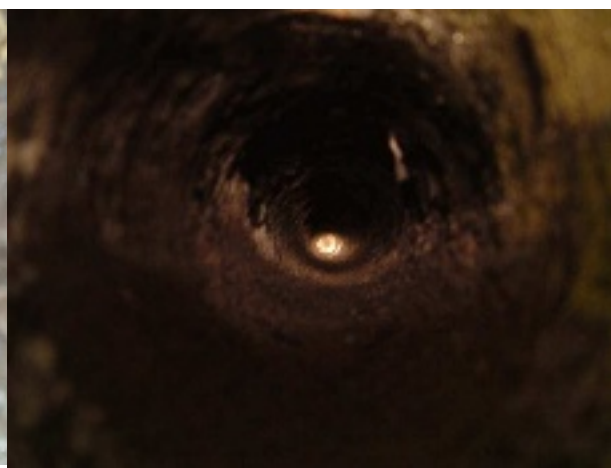
Vid tunnelbyggande i Sverige används normalt förinjektering för att minska inläckaget av grundvatten till tunneln. En kombination av tid, tryck och volym styr injekteringen och utgör grunden för när injekteringen skall avslutas, vilket brukar uttrycks genom olika stoppkriterier. Volymkriteriet anger maxvolym injekteringsbruk som får injekteras i respektive injekteringshål. Tryckkriteriet innebär att ett visst maxtryck skall uppnås samtidigt som flödet är under en viss nivå under en bestämd tid. När injekteringen avbryts så stängs kranen på manschetten och bruket i injekteringshålet och det eventuella spricksystemet härdar under tryck. Vid efterkontroll då manchetten tas bort har resultatet inte alltid varit en solid bruksplugg. Ibland har en luftspalt i hålets övre del varit synlig

(Figur 1), ibland har hålet varit helt tomt. Bruket har således inte alltid härdat under tryck i hålet såsom var tänkt.



Figur 1 Efter att manchetten tagits ut syns en luftspalt ovan bruket i det fuktiga injekteringshålet.

After the sleeve has been removed a top air pocket is shown above the hardened grout in the wet grout hole.



Figur 2 En fast plug av bruk syns längst in i det torra injekteringshålet. Det som blänker i mitten är avtrycket från manchettens stålbricka.

A solid grout plug is shown in the dry grout hole. The shine in the middle is from the steel washer of the sleeve.

1.2 Syfte

Syftet med tryckfallsstudierna har varit att få mer information om vad som händer i ett injekteringshål efter avslutad injektering och med den informationen försöka ta reda på varför tomma injekteringshål ibland noteras vid efterkontroll trots att de injekterats med ett separationsstabil bruk.

1.3 Metod och utförande

Trycktest

Trycktesterna utfördes under hösten 2006 på fyra skärmar i Löttingetunneln norr om Stockholm. Två vanliga förinjekterings-skärmar, en elnisch och en räddningstunnel provades.

För att möjliggöra simultan tryckmätning av fyra hål under och efter injekteringen fästes elektroniska tryckgivare på injekteringsmanschetterna med hjälp av en adapter. Trycket loggades mot tiden på en dator till dess att tryckminskningen planat ut.

Visuell kontroll






I samband med borttagande av manschetterna kontrollerades injekteringshålerna visuellt för att notera.

- Bruket konsistens
- Hållfyllnad och pluggens utseende

För de fall då bruket visuellt inte kunde noteras användes en laddkäpp för att mäta avståndet till en fast bruksplugg.

Visuell kontroll kan normalt inte utföras i nedåtriktade bottenhål då dessa före injektering fylls med bruk, vilket gör att manchetterna efter avslutad injektering sitter fast.

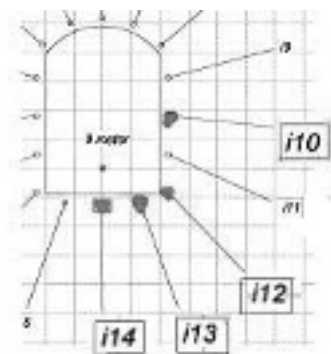
Hållfyllnaden noteras enligt nedanstående hållfyllnadsindex:

Hållfyllnadsindex	
	Tomt
	1/4 Fyllt
	1/2 Fyllt
	3/4 Fyllt
	Fyllt
	Ej mätbart

2 Resultat

2.1 Trycktest 1 – Elnisch sektion 3993

Hållängd 9m, håldiameter 64mm, bergtäckning ~9m, ger grundvattentryck ca 0,9 bar.



Figur 3 Skärmutsnitt och trycktestade hål
Fan layout and pressure tested holes

Injekteringen startade vid hål 10 och fortsatte medurs mot hål 14. Med 9 meter långa hål erhålls en ca 8 meters effektiv hållängd att injektera, vilket motsvarar en hålfyllnadsvolym på 26 liter. Från injekteringsdiagrammen som visas i *Figur 4* noteras att hålfyllnadsvolymer är 32 liter, dvs hålen var något längre med en effektiv hållängd på ca 10 meter. Före injekteringen utfördes vattenförlustmätning av samtliga tak och vägghål, vilket resulterade i en vattenförlust för hål 10 på 0,24 Lugeon. Därtill noterades samband mellan hål 8,9 och 10. Från *Figur 4* kan också noteras att hålfyllnadsvolymer av hål 10 inte registrerats. Verklig injekteringsvolym för hål 10 skall därför justeras till 32+1,8 liter, dvs 33,8 liter. Efterkontroll av injekteringshålerna visade att hål 10 var tomt. Övriga hål var bottenhål och kunde därför inte kontrolleras visuellt. Inga synliga läckage noterades vid manschetterna vare sig under eller efter injekteringen.

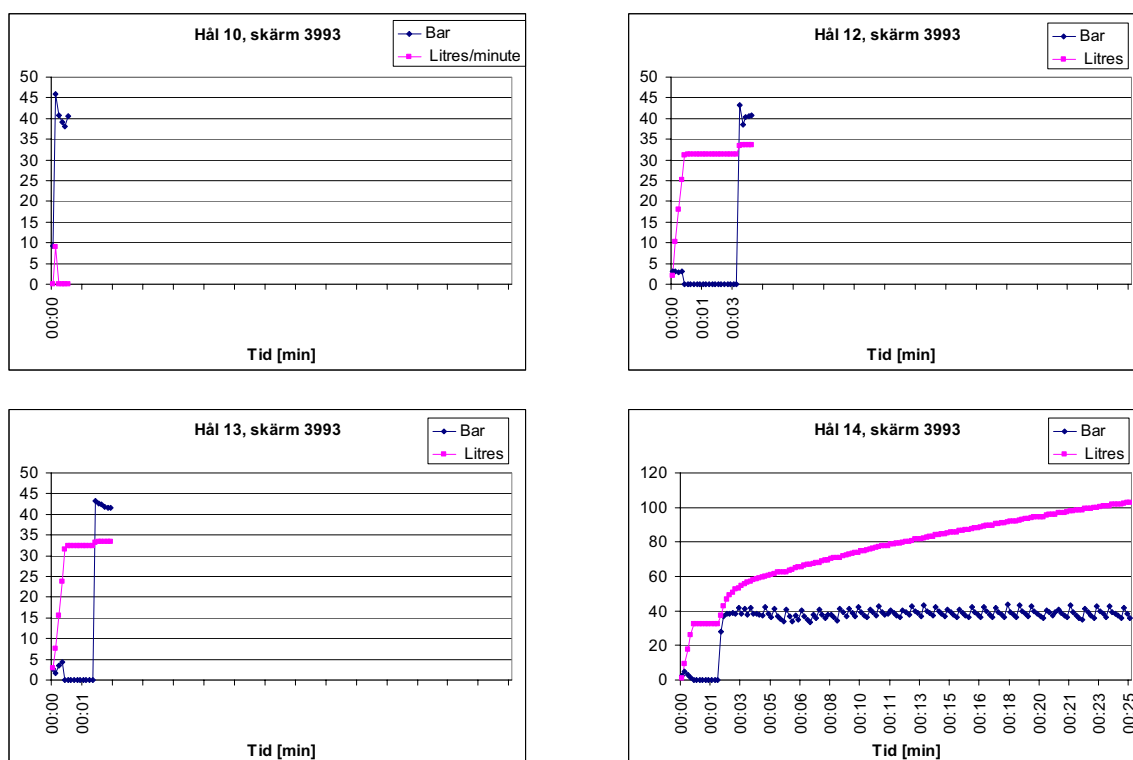
Tabell 1 Fakta från de trycktestade injekteringshålerna
Data from the pressure tested grout holes

Hål	VFL före injektering [Lu]	Kontroll hålfyllnad	Volym [l]	Noteringar
10	0,24	○	1,8 (33,8)	Lätt nedriktat, Loggning av hålfyllnad saknas (+32 liter). Från VFL noterades samband med hål 8 och 9.
12	-	-	33,6	
13	-	-	33,4	
14	-	-	103	Avbröts vid stuffläckage. Förb. med 13.

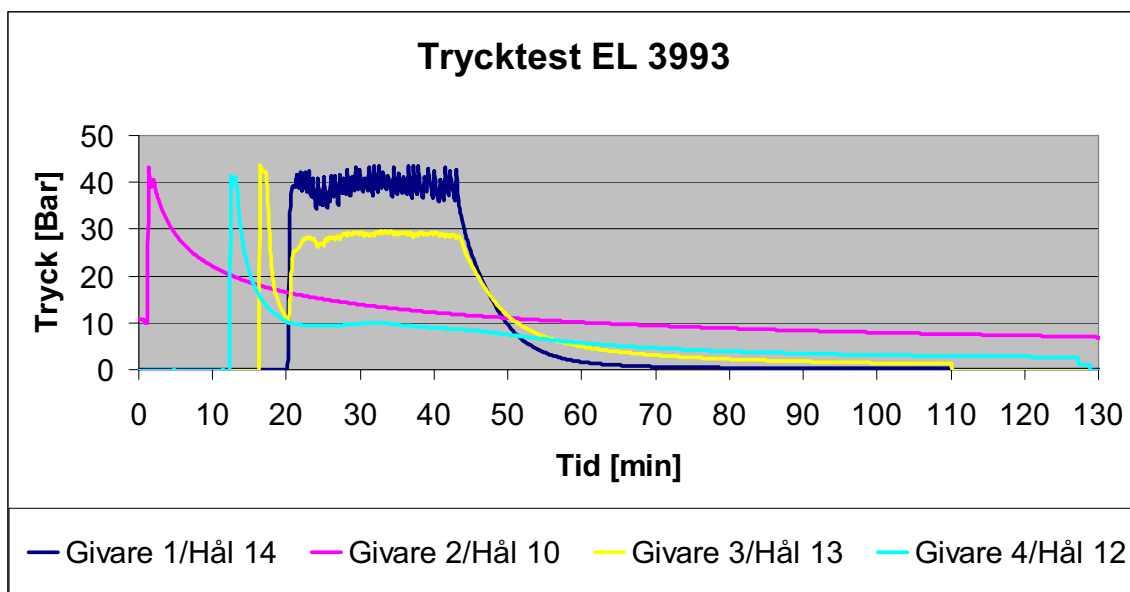
Under injektering av hål 14 uppstod först samband med hål 13. Därefter uppstod stuffläckage, där injekteringsbruk läckte tillbaka i tunnel 5 meter till vänster om hål 14.

De tre första injekteringshålen som visas i *Figur 4* är så kallade 0-hål där inget bruk lyckats injekteras. För hål 10 har loggningen av hålfyllnaden inte kommit med i registreringen. Det sista hålet (14) har injekterats med dryga 100 liter.

De tre första hålen (10,12 och 13) avbröts på grund av att tryckkriteriet uppnåddes (< 1 lit/min under 2 minuter vid 40 bars tryck). Det sista hålet (14) avbröts då stuffläckage uppträdde.



Figur 4 Injekteringstryck och injekteringsvolym från hålen 10,12, 13 och 14
The grout pressure and grout volume from hole 10, 12, 13 and 14.



Figur 5 Tryckfallskurvor för skärm 3993
Pressure loss curves for fan 3993

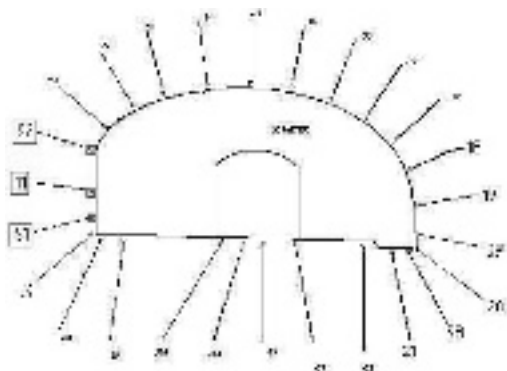
I Figur 5 visas tryckfallet för 4 injekteringshål. Hål 14 injekterades med 103 liter och var det enda hål som injekterades med mer än hålfyllnadsvolymen. Under injekteringen noterades samband mellan hål 13 och 14, men från tryckmätningen kan vi även konstatera samband med hål 12.

Trycken faller snabbt för de tre hål som har samband, något långsammare för hål 10 som saknar identifierbart samband med de övriga tre tryckmätta hålen. Hål 10 hade dock sedan vattenförlustmätningen ett konstaterat samband med hål 8 och 9, vilket förklarar tryckfallet.

Två timmar efter avslutad injektering är trycket i hålen ca 0, 1, 3 och 7 bar.

2.2 Trycktest 2 - skärm 3957

Hållängd 20m, håldiameter 64mm, bergtäckning ~9m, ger grundvattentryck ca 0,9 bar.

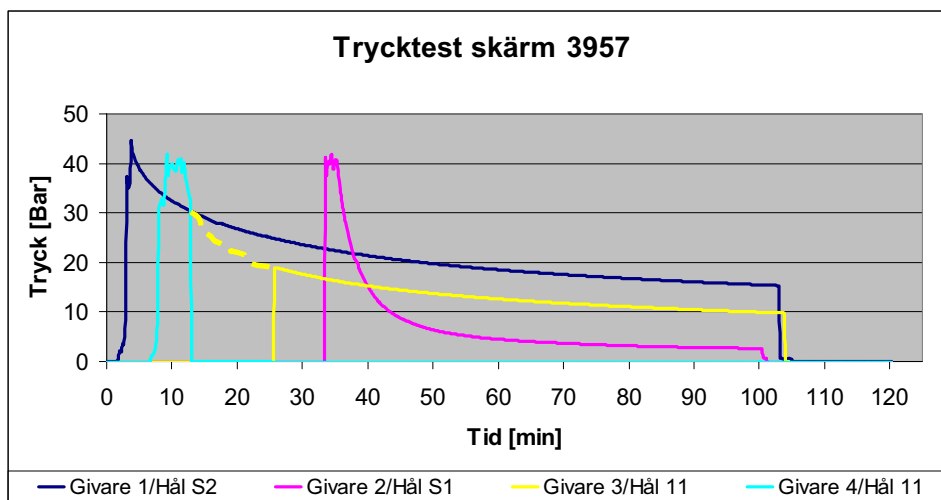


Figur 6 Skärmutseende och trycktestade hål
Fan layout and pressure tested holes

Injekteringen startade med det hål där största vattenförlusten uppmätts och följde sedan i turordning med fallande Lugeonvärde. Baserat på utförd vattenförlustmätning innebar detta för skärm 3957 att injekteringen startade i hål 18 och fortsatte med hål 14 osv. Inga synliga läckage vid manschett eller vid stuff uppträdde under injektering av de trycktestade hålen. För övriga hål i skärmen var bruksåtgången ganska stor och bruksläckage i sulan uppträdde flera gånger. Hålen är kontrollerade visuellt i samband med borttagning av manschetterna.

Tabell 2 Fakta från de trycktestade injekteringshål
Data from the pressure tested grout holes

Hål	VFL före injektering [Lu]	Kontroll hålfyllnad	Volym [l]	Noteringar
S1	0	○	65,8	6 timmar efter injekteringen togs manchetterna bort. Då hördes gurgel och pys. Bruket var löst och en laddkäpp kunde stickas in 4m.
11	0,05	●	64,8	Pys vid borttagande av manschett, liten glipa ovasida plugg, lite vatten sipprar runt om pluggen.
S2	0	●	66,8	Lite vatten rinner från hålet.
-	-	-	-	Adapter till tryckgivaren trasig



Figur 7 Tryckfallskurvor för skärm 3957
Pressure loss curves for fan 3957

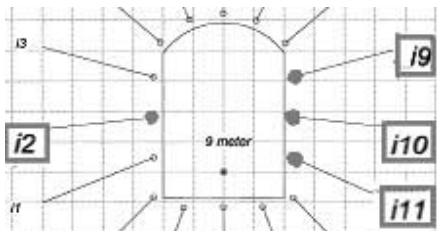
I Figur 7 visas tryckfallet för 3 trycktestade injekteringshål. Adaptern till tryckgivare 4 gick sönder och beslut togs om att använda givare 3 för att fortsätta mätningen av hål 11. Kurvorna från givare 3 & 4 ska alltså kopplas ihop, vilket indikerats i figuren. Jämfört med den första skärmen så faller trycken nu långsammare för två av hålen.

Snabbast tryckfall noteras för hål 11. Det var även i hål 11 som en liten vattenförlust noterades medan de andra hålen saknade mätbar vattenförlust.

Två timmar efter avslutad injektering är trycket i hålen ca 2, 10 och 16 bar.

2.3 Trycktest 3, RT 3554

Hållängd 9m, håldiameter 64mm, bergtäckning ~17m, ger grundvattentryck ca 1,7 bar.

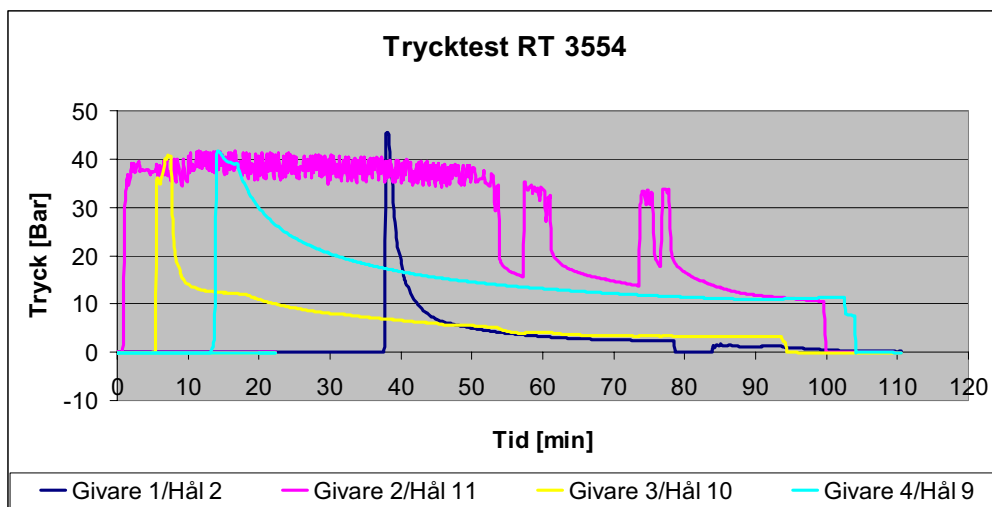


Figur 8 Skärmutseende och trycktestade hål
Fan layout and pressure tested holes

Injekteringen startade i hål 11. Någon vattenförlustmätning före injektering utfördes inte då detta inte är en ordinarie tunnel utan en räddningstunnel. Inga synliga läckage från manschetter eller stufv noterades under injektering eller tryckmätning.

Tabell 3 Fakta från de trycktestade injekteringshål
Data from the pressure tested grout holes

Hål	VFL före injektering [Lu]	Kontroll hålfyllnad	Volym [l]	Noteringar
2	-	○	37,7	Hålfyllnad
9	-	○	30,4	Hålfyllnad
10	-	○	32,6	Hålfyllnad
11	-	○	447,1	Vct 1,1 Stor bruksåtgång
			91,8	Vct 0,7



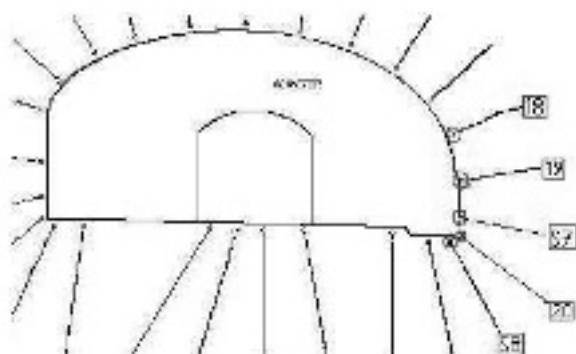
Figur 9 Tryckfallskurvor för skärm 3554
Pressure loss curves for fan 3554

I Figur 9 visas tryckfallet för fyra trycktestade injekteringshål. Kurvan för givare 2 är oregelbunden på grund av att nytt bruk har blandats. Trycket faller långsamt för hål 9 och 10 men fortare för hål 2. Ett trycksamband syns för hål 10 när injekteringen av hål 9 startar. Detta trycksamband finns inte noterat i injekteringsprotokollet. Injekteringen avbröts baserat på tryckkriteriet för hål 2, 9 och 10 samt baserat på volymkriteriet för hål 11.

Två timmar efter avslutad injektering var trycket i hålen ca 0, 3, 11 och 11 bar.

2.4 Trycktest 4, Skärm 3941

Hållängd 20m, håldiameter 64mm, bergtäckning~16m, ger grundvattentryck ca 1,6 bar.



Figur 10 Skärmutseende och trycktestade hål
Fan layout and pressure tested holes

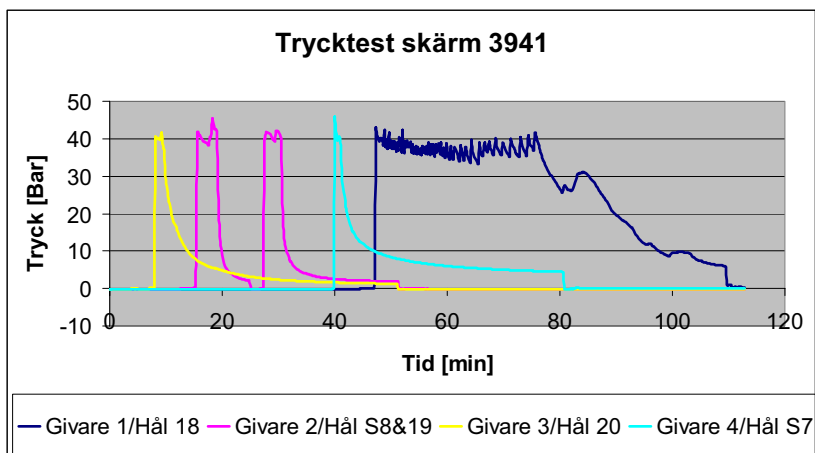
Alla tak- och vägghål vattenförlustmättes före injektering. Hålen injekterades sedan i turordning med fallande Lugeonvärde. Inget synligt bruk läckage vid manchett eller stuff noterades under injektering eller tryckmätningen av de tryckmätta hålen.

Tabell 4 Fakta från de trycktestade injekteringshålen
Data from the pressure tested grout holes

Hål	VFL före injektering [Lu]	Kontroll hålfyllnad*	Volym [l]	Noteringar
18	0	-	88,7	
S7	0,1	-	74	
19	0	-	84,9	
S8	0,05	-	65,5	Hålfyllnad
20		-	62,6	Hålfyllnad

*När manchetterna togs bort var 2 hål tomma av totalt 26 hål (saknar uppgift om vilka hål).

För hål S7 och S8 blev bruksåtgången liten trots en uppmätt vattenförlust före injektering. Detta kan jämföras med hål 18 och 19 där bruksåtgången blev något större trots att de saknade noterbar vattenförlust.



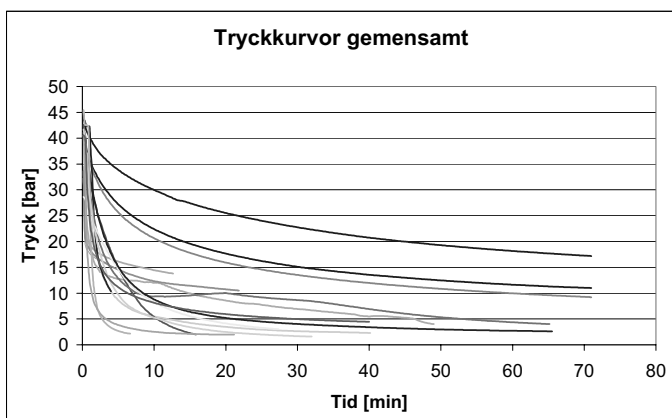
Figur 11 Tryckfallskurvor för skärm 3941
Pressure loss curves for fan 3941

I Figur 11 faller trycken mycket fort för hål S8 och 19. Hål nummer 18 påverkades av injekteringen som pågick i hål nummer 17, vilket syns innan och efter 90 minuter där två toppar i tryckkurvan registrerats.

En timme efter avslutad injektering var trycket i hålen 0, 0, 0 och 5 bar.

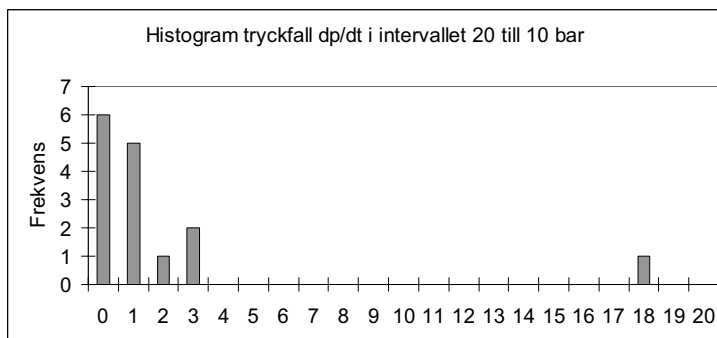
3 Analys

Tryckfallet efter injektering har studerats för 15 injekteringshål. Hålen injekterades enligt ordinarie injekteringskoncept, men med trycket maximerat till 40 bar, vilket är det maximala tryck som tryckgivarna klarar. I *Figur 12* visas en sammanställning av tryckfallsfasen för alla utförda trycktester. Tre av hålen lyckades hålla ett tryck över ca 10 bar en timme efter avslutad injektering. För två av hålen hade en liten vattenförlust (0,05 och 0,24) uppmätts före injektering, för det tredje hålet var vattenförlusten 0. Inget av de tre hålen kunde dock injekteras med mer än hålfyllnadsvolymen.



Figur 12 Tryckförlustkurvor för de 15 injekteringshålen.
Pressure loss curves for the 15 grout holes.

I *Figur 13* visas ett histogram över tryckfallen i intervallet 20 till 10 bar för de provade injekteringshålen. Tryckfallet representerar sprickigheten och sprickvidderna i bergmassan, eftersom inget läckage kunnat noteras vid manchetten. Normal betraktas bergmassans sprickvidder som log-normal fördelade, dvs många små sprickor och ett fåtal stora. Vårt uppmätta tryckfall påminner om de sprickviddsfördelningar som normalt erhålles baserat på vattenförlustmätningar.



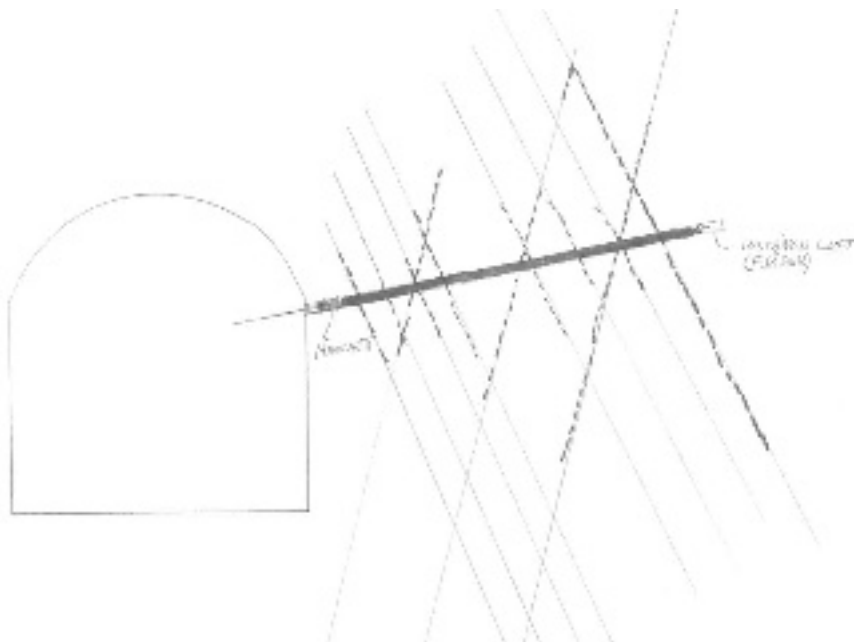
Figur 13 Histogram över tryckfallet för intervallet 20 till 10 bar.
Histogram for the pressure loss between 20 to 10 bar.

4 Diskussion

När en injektering skall utföras för att klara inläckagekraven bestäms den injekteringsvolym som behövs för att fylla ut bergmassans sprickighet motsvarande en viss hydraulisk konduktivitet.

Ett tomt hål borrar ut från tunneln innebär en ny läckväg för vattnet att leta sig in till tunneln. Ett tomt hål måste därför pluggas om det finns krav på att minska dropp och fukt i tunneln. För att undvika att nya läckvägar skapas av halvfyllda injekteringshål väljs ofta separationsstabila injekteringsbruk.

Under de senaste åren har vid ett flertal projekt tomma injekteringshål konstaterats trots att de injekterats till stopp med separationsstabila injekteringsbruk.



Figur 14 Illustration av borrhål, spricksystem och möjlig luft ficka
Illustration of grout hole, joint system and possible air pocket.

För att undvika luftfickor i injekteringshålen fylls bottenhålen i en injekteringskärm med slang från botten innan de injekteras. Detta förfarande är inte tillämpligt på horisontella eller uppåtriktade hål, då bruket där skulle rinna ut av sig själv. Om det i botten av de horisontella och uppåtriktade hålen saknas sprickor kan där en ficka med komprimerad luft bildas. Luftfickan fungerar sedan som en pådrivande fjäder som fortsätter att trycka ut bruket i sprickorna efter att ordinarie injektering avslutats. Utpressningen av bruk fortsätter

tills jämvikt uppnåtts mellan pådrivande lufttryck och mothållande skjuvmotstånd i spricksystemet. Maximal inträngningslängd i sprickorna styrs av det pådrivande trycket Δp , sprickvidden b , samt brukets flytgräns, τ_0 enligt ekvationen.

$$I = \frac{\Delta p \cdot b}{2 \cdot \tau_0}$$

Från den visuella kontrollen av injekteringshål har konstaterats att injekteringshål ibland är fyllda, ibland halvfyllda och ibland ofyllda. En förklaring till fenomenet kan vara den pådrivande luftfickan.

Har då tomma hål någon betydelse för injekteringsresultatet?

Sannolikt påverkas inte inläckaget till tunneln i någon nämnvärd grad då bruket tätat sprickorna och på så sätt sänkt bergets hydrauliska konduktivitet. Fukt och dropp i tunneln ökar sannolikt av tomma hål då ett ofyllt injekteringshål kan bidra till att nya läckvägar in i tunneln skapas. Rekommendationen är därför om syftet är att minska fukt och dropp i tunneln att alla ej fullständigt fyllda horisontella och uppåtriktade hål pluggas efter injektering. Detta påverkar främst de horisontella hålen då de uppåtriktade oftast har en tät plugg ner mot tunneln.

Istället för att plugga hålen kan injekteringen drivas mot ett mer resolut stopp. Antingen genom ett styvare bruk och ett mer utdraget stoppkriterium, eller genom användandet av en tillsatt accelerator vid manchetten för att påskynda brukets tillstyvnad.

Från tryckfallsdiagrammen noteras att trycket faller olika snabbt för de olika hålen med stor variation. En koppling till den lokala geologin, dess sprickantal och sprickvidd är sannolik. Av de tre hål som efter en timme visade ett sluttryck på över 10 bar hade två ett Lugeonvärde större än 0. Det motsatta hade varit mer logiskt. Frågan är med vilken noggrannhet vi idag mäter vattenförluster med konventionell utrustning.

Den visuella kontrollen av injekteringshål omfattade ett större antal injekteringsskärmar än vad som redovisats i denna artikel. Från den visuella kontrollen kan hålen delas in i tre grupper:

- Uppåtriktade hål
- Horisontella hål
- Nedåtriktade hål

Generellt kan sägas att uppåtriktade hål nästan uteslutande resulterar i en intakt plugg med brunnet bruk. Nedåtriktade hål är ofta fyllda med vatten mot mynningen och saknar fast plugg (man kan köra in en laddkäpp med varierande längd mellan 1,5-4 meter). Efter ett par dagar när vattnet är borta så kan det ofta vara en lång luftspalt eller att hålet i det närmaste är tomt. De horisontella hålen är varierande tomma, har en lös bruksblandning eller ha en fast plugg.

ETT FÖRSLAG TILL EN MODERNISERAD OCH FÖRENKLAD BENÄMNING AV CEMENTPASTAN I INJEKTERINGSSAMMANHANG

A proposal for a modernised and simplified denomination of the cement paste when dealing with grouting

Sten-Åke Pettersson, Geodo

Sammanfattning

Traditionellt används vattencementtalet (vct) för att beskriva och beräkna cementpasta. Med de många nya typer av cement och tillsatsämnen som har börjat användas fordras ett moderniserat och förenklat beräkningssätt med möjlighet till en mera precis bestämning av cementpastans sammansättning.

Cementkoncentrationen (ck) kan vara detta verktyg. Den baseras på att samtliga delmaterial i en cementpasta presenteras och beräknas i procent av cementpastans totalvikt.

Detta beräkningssätt kommer att underlätta hanteringen av (siffer-) materialet i injekteringssammanhang.

Summary

The water-cement ratio (w/c) is traditionally used to describe and calculate the cement paste.

With the many new types of cement and additives that have started to be in use for preparation of the grout paste, a modernised and simplified calculating tool is needed in order to have a more precise determination of the ingredients in the grout paste.

The cement concentration (ck) can be that tool. This constant is based on that all materials in a cement paste are presented and calculated in percentage of the total weight of the cement paste.

This way of calculation will facilitate the handling of the different figures and materials when dealing with grouting.

1. Bakgrund

När jag är ute och diskuterar injektering och injekteringspastans uppförande i undergrunden är människor intresserade att diskutera resultat och möjliga förbättringar. De diskuterar gärna och intresserat tryck, flöde, blandningsförhållande och vct dvs. vattencementtal.

De är villiga att prova de flesta förändringar, men om jag föreslår en ändring av vct börjar de flesta fladdra med blicken och säger att de skall titta på det tills i morgon. Man är inte bekväm med att beräkna vct direkt ute på arbetsplatsen. Att ändra ett recept med vct 0,6 till 0,5 är svårt och att ändra från vct 0,55 till 0,47 är ändå svårare. I regel är jämna vct som: 0,4-0,5-0,6-0,7-0,8-0,9-1,0-1,5 .. föreskrivna i handlingarna. Ibland kan man se vct som 0,35- 0,45 eller 0,55, men man ser sällan ojämna vct som 0,47, 0,53 eller 0,83.

A.C. Houlsby, en tidig banbrytare för modern injekteringsteknik har i sin 442 sidor tjocka bok: ”Construction and Design of Cement Grouting”, 151 sidor förtjocknings och spädningstabeller. Denna bok är för stor att ha med sig ute på en arbetsplats. För att förenkla dessa tabeller och vct-beräkningar vidareutvecklade jag en gammal lathund, som vi då hade på Craelius. Men fortfarande är bara jämna vattencementtal presenterade, både i Houlsby’s tabeller och i lathunden.

Som en jämförelse, så görs noggranna specificeringar av vattencementtal vid all betongtillverkning och speciellt för högpresterande betong, i synnerhet vid låga vct. Här ligger också långa serier av försök under entydiga och likartade förhållanden bakom. För injektering förändras de yttre betingelser som temperatur, vattenströmning och form (=berget) ständigt. De batcher som görs för injekteringspasta är små jämfört med för betong. Stabila injekteringspaster med låga vct används också alltmer. Därför bör noggrannheten vid tillverkning av injekteringspasta vara väl så viktig som för betong, men tyvärr är det inte så. Det finns flera orsaker till denna onoggrannhet vid val av vct. En av de viktigaste är den upplevda svårigheten att direkt ute på arbetsplatsen göra nödvändiga och kontrollerbara förändringar i recept och beräkningar. En annan viktig orsak är att man inte är fullt medveten om de stora skillnaderna mellan olika typer av cement.

Här nedan finns ett förslag till en moderniserad, förenklad och mera precis bestämning av cementpastans sammansättning, för att på så sätt underlätta en användning och hantering av både siffermaterial och materialet självt, i injekteringsssammanhang.

2. Begrepp/Termer

För tydlighetens skull förklaras här, vad jag menar med några av de begrepp som används.

Cementpasta= cement, vatten och luft.

Cementgel= bildas under cementets reaktion med vatten.

Balanserad pasta = kemiskt balanserad pasta. En undermättad pasta, med vct ner till=0,23

Undermättad pasta = pasta mellan balanserad pasta och mättad pasta. Vatten "sugs" upp under tillstyvnads- och bindningstiden.

Mättad pasta= *mättnadspunkt* = 0 % fritt vatten vid härdning.

Övermättad pasta = fritt vatten ovanför den härdande pastan.

Stabil pasta = övermättad cementpasta med 0 till max. 10 % fritt vatten efter viss tid= liten vattenseparation. Ofta satt till 5 % efter 2 timmar.

Detta är inte en fysikalisk term utan en godtyckligt satt teknisk term.

Injekteringspasta= övermättad cementpasta (= med tillräckligt med vatten för mobilitet)

Tillsatsämnen= tillsatsmedel och tillsatsmaterial.

Tillsatsmedel = medel som framför allt ändrar pastans reologiska egenskaper.

De flesta tillsatsmedel kan betraktas som kemiska tillsatsmedel

Tillsatsmaterial = material som framförallt ändrar de fysikaliska egenskaperna som hållfasthet och täthet eller volym.

Injekteringsvälling= cementvälling= lättflytande cementpasta och ev.tillsatsmedel.

Injekteringsbruk= cementbruk= cementpasta, sand och ev.tillsatsmedel.

Betong =cementbruk, sten och ev.tillsatsmedel.

2.1 Vattencementtalet (vct)

Vattencementtal = mängden vatten satt i relation till mängden cement. Cement sätts till 1 i detta förhållande.

I engelsktalande länder har det varit volymerna som satts i relation till varandra, vilket ger stora oberäkneliga felkällor på grund av variationer i cements volymvikter, medan övriga Europa mäter i viktsförhållande.

Det finns i vissa länder och sammanhang också det omvända, det vill säga ett cementvattenförhållande (cv eller cvt).

Modern injekteringsteknik förutsätter idag det europeiska sättet att beräkna vct efter vikt.

2.2 Vattensolidtalet (vst)

Vst uttrycks ibland som vbt= vattenbindemedelstalet eller vpf= vattenpulverförhållande och används när man blandar in tillsatsmaterial som bentonit, silica, flygaska eller utfyllnads- och förstärkningsmaterial som sand i cementpastan.

Grus eller sten ingår inte i solid talet. När sten blandas in i bruket talar vi om ballast och betong.

2.3 Termen vct, bakgrund

Vad beror då användningen av termen vattencementtal på? I modern tid började cement användas och hanteras bland annat i England. Med de ojämna och irreguljära måttenheterna; tum, ounce, pound, stone och gallon som användes under 1800- och början av 1900-talet, antar jag att det var det lättast att ange mängden cement i förhållande till mängden vatten, varvid cementmängden sattes till 1.

Engelsmännen har sedan länge officiellt övergivet dessa gamla måttenheter, men i cementsammanhang håller de och resten av världen fortfarande kvar vid detta gamla vatten-cement uttryck.

För en jämförelse, visst kan man säga att en människa är $\frac{9}{5}$ dels meter lång och att de har ett vattensolidtal på 2,3 istället för att säga att de är 1,80m och att 70 % av kroppsvikten är vatten. Men det låter inte bra.

2.4 Beräkningar av vattencementtalet

När vi på Atlas Copco Craelius introducerade den automatiska injekteringsregistreringsutrustningen Logac så saknade vi en formel för sifferbehandling av vattencementtal. Vi fann ingen formel, de formler vi hittade gällde för betong. Vi tog då själva fram en formel, som har använts sedan dess. En nackdel med formeln är emellertid att den inte registrerar tillsatsmedlen, varför en separat beräkning för detta måste göras efteråt. Detta har hitintills inte varit till någon större nackdel. Tillsatsmedel är normalt beräknade för betongtillverkning och noggrannheten är tillräcklig, då de är tillverkade för detta.

Emellertid, från de undersökningar som Atlas Copco Craelius och Cementa gjorde tillsammans, såg vi att tillsatsmedlen för injekteringsändamål måste doseras med en större noggrannhet vid dispergering av injekteringspastan.

Betong tillverkas i stora volymer för att placeras i en tät och stabil form och tillåts ofta att ha en lång härdningstid. Stora batcher är ”förlåtande” till en liten över- eller underdosering.

Injekteringspasta tillverkas i små batcher för att täta omedelbart i rinnande vatten, ofta under tryck i ett spricksystem där den skall tillstyvna, binda och härda innan den blivit bortspolad.

2.5 Vattencementtalet idag

Som nämnts är vct-bestämningen tämligen grov inom injektering. Bland annat för att man sällan är tillräckligt noggrann i specifikationerna, utan lämnat över delar av ansvaret till de som blandar. De nyss nämnda spädnings- och förtjockningstabellerna i Houlsbys ”Construction and Design of Cement Grouting” är en del av denna tradition.

Tabell 1: Exempel på några vanliga vct- värden för standard portland cementpasta.

Example of some common w/c-ratios for normal portland cement paste.

vct Injekteringspasta

0,23 = Balanserad pasta ,det kemiskt perfekta vatteninnehållet, men pastan är orörlig

0,30 = Inj.pasta för bultning (0,28-0,32 , sällan dispergerad korrekt)

0,40 = Högstyrkepasta

0,45 = Pasta för mikropålning

0,50 = Frostresistent

0,60 = Vattentät cementbruk

0,67 > Instabil pasta

0,70 = GIN pasta

1,0 = Ofta använd pasta

2,0 = Injekteringsvälling. En tidigare vanlig startpasta.

Trenden idag går mot stabila injekteringspaster med låga vattencementtal. Små förändringar i vätskemängden runt mättnadspunkten och de övriga givna värdepunkterna är fullkomligt avgörande för brukets reologiska egenskaper, stabilitet/separationsegenskaper, hanterbarhet och slutresultat. Däremot har inte en liten förändringen av en 20 %-ig övermättad blandning samma avgörande inverkan på detta. Vi vet att optimalt vct kan variera avsevärt beroende på cementsort och cementkvalitet. Som en mycket grov tumregel kan man säga att standard portlandcement med vct 0,4 motsvaras av vct 0,6 när det gäller mikrocement eller att en injekteringspasta vid mättnadspunkten med vct= 0,6 motsvaras av mikrocement och vct= 0,8.

Vct är flytande däremellan för olika sorter och kvaliteter av cement.

Partikelfördelningen, alkalihalten och C3A-halten påverkar bland annat vattenbehovet hos blandningen.

Trots detta så kan man i bygghandlingar se att vct är specificerat till 0,4 utan att ange vilken cementsort som avses.

I andra fall har vct satts till 0,6 och att standardcement *eller* (min kursivering) mikrocement skall användas.

Om eller när cement skall specificeras, så bör det i framtiden ske annorlunda.

3. Tillsatsmedel och tillsatsmaterial

Jag har läst genom åtskilliga anbudshandlingar från damm- och tunnelarbeten runt om i världen och påstår att det är ytterst sällan man tar hänsyn till inverkan av tillsatsmedlets inverkan på vct.

Allt för ofta upplever jag däremot att man beräknar att ett fat tillsatsmedel skall räcka i 10-15 dagar, men att det är slut efter bara några dagar. Dvs en konstant överdosering har skett med åtföljande problem som instabilitet, retarderad hållfasthetstillväxt och

okontrollerad hårdnande. Överdoserings är lika illa som underdosering vilket inte alltid inses.

En precis dosering är synnerligen viktig för injekteringspastan, då det som regel är små satsar man hanterar (75-350 liter).

Det finns inte heller en entydig bestämning av hur ingående delar av tillsatsmedel skall beräknas. Ibland räknas tillsatsmedlet som en del av totalvikten eller -volymen. Ibland räknas enbart torrsubstansen som en del av cementvikten (=X % C). Ibland, men inte särskilt ofta, läggs våtdelen av tillsatsmedlet in som en del av vattenfasen. Torrhalten av tillsatsmedlet räknas aldrig med i recepten ute på arbetsplatser.

Detta är något som tillverkarna av tillsatsmedlen måste specificera tydligare i framtiden.

4. Blandarutrustning, blandningsteknik och personal

Mycket av erfarenheterna baserar sig på manuell blandning av cementpastan. Beroende på den mänskliga faktorn uppträder alltid större eller mindre variationer i blandningsmängder och blandningsteknik.

Modern blandningsteknik inte bara underlättar den besvärliga hanteringen av cement, vatten och tillsatsmedel i ett ofta mycket trångt utrymme, den blandar och dispergerar dessutom pastan med precision och utan variation av delmängderna.

Det går nu att se kvalitetsskillnader i cementpastan utan att behöva hänföra dessa till den mänskliga faktorn. Blandningsprocessen och dokumentationen från en AWBS (automatiskt våghanteringssystem) är lika korrekt som den är specificerad för, förutsatt att den är fortlöpande underhållen och kontinuerligt kalibrerad.

Blandningsrecepten kan varieras (och dokumenteras) omedelbart och med en mycket stor noggrannhet i utförandet.

Detta innebär att personalen som sköter utrustningen måste kunna sin utrustning, men han behöver inte kunna injektering.

Om personalen däremot skall vara en del av bergarbetet, i det som kallas Active design, Design as you go eller Observationsmetoden, så måste den kunna materialerna de arbetar med, lika väl som att rätt tolka registreringsvärdena från injekteringspump och övrig utrustning för att, inom de givna ramarna, på så sätt göra de nödvändiga korrekationer som behövs.

4.1 Förslag till förändring: Använd cementkoncentration istället för vattencementtal vet

Kunnandet inom injekteringsområdet har blivit större det senaste decenniet. Hanteringen av cementpastan måste nu också moderniseras. De flesta erfarenheter och formler som används gäller för hantering av betong och inte för injekteringspasta. Naturligtvis kan man se berget som gjutform, materialet i sprickor som ballast och vattnet som härdningsvatten, men jag anser inte att detta skall vara utgångspunkten i tänkandet.

Vi är idag inte vana att använda relationen x i förhållande till mängden y (undantagandes vadslagning och hästtoto), därför acceptera vi de oklarheter som uppkommer och förlitar oss på gamla erfarenheter med ovan refererade oprecisa vattencementtal.

Jag inser att det kan stöta på praktiska svårigheter ute på många arbetsplatser att ändra beräkningarna eller blandningsförhållandena till kemiska data

Som geovetare är vi vana att den största och det viktigaste delmaterialet i ett blandmaterial alltid skall stå först i namnet. I en cementpasta är det definitivt cement som är viktigast och oftast har den största delmängden.

Jag föreslår att vi i injekteringsssammanhang uttrycker cement i procenttal av totalvikten cementpasta. Termen blir då **cementkoncentration (ck)**

Vi brukar säga att cementpasta blir starkare ju lägre vattencementtalet är. Det är mera logiskt att säga att cementpasta blir starkare desto mer cement det finns i den.

Alltså: Ju högre ck desto starkare pasta eller ju lägre ck desto mera lättflytande är cementpasta. Därför är termen cementkoncentrationen (ck) bättre att använda.

Detta innebär också att samtliga ingående delar i injekteringspasta beräknas i procent. Vidare betyder det att tillsatsmedel som flytmedel, accelerator och frostskydd delas upp och beräknas i vätskemängd och solidmängd och relateras i procent av injekteringspasta, oavsett om de ursprungligen är beräknade på totalmängden eller på cementmängden.

Detta kan leda till att vi förfinar våra observationer och mätvärden för injekteringspasta, så att flytgränser, viskositetsvärden och mätnadspunkter kan specificeras för olika sorters cement vid olika temperaturer och cementkoncentrationer. En större noggrannhet vid val av cement och tillsatsämnen kommer förhoppningsvis att eftersträvas.

Tabell 2: De i tabell 1 nämnda vct - riktvärdena relaterade som ck - värden.

Ck-values corresponding to water-cement ratios

<u>vct</u>	<u>Injekteringspasta</u>	<u>ck-%</u>
0,23	= Balanserad pasta	81
0,30	= Inj.pasta för bultning	77
0,40	= Högstyrkepasta	71
0,45	= Pasta för mikropålning	69
0,50	= Frostresistent	67
0,60	= Vattentät cementbruk	63
0,67	> Instabil pasta	60
0,70	= GIN pasta	59
1,0	= Ofta använd pasta	50
2,0	= Injekteringsvälling.	33

4.1.1 Utvidgning av referensmaterial

Jag har försökt att utvidga den i stycke 1. nämnda lathund (Fig 1-utsnitt ur lathunden) med tabeller för viskositet, marshtid, flytgräns och sedimentation. Jag kom dock underfund med att det inte gick. De värden som jag arbetade med varierade för mycket, huvudsakligen beroende på att olika cementsorter hade använts.

När man använde standard portlandcement så ligger de erhållna värdena inom ganska snäva ramar, men nuförtiden när olika sorters cement framgångsrikt konkurrerar med kemisk injektering så måste varje cementsort specificeras och beräknas med omsorg. För detta är cementkoncentrationen (ck) en bättre möjlighet att arbeta med än vct. För framtiden kan till exempel olika cementsorters ck och viskositet beräknas och redovisas vid antingen mättnadspunkten, en 5%-ig övermättnad eller något annat tillämpligt referensvärde.

4.1.2 Exempel på ett vanligt recept

a) presenterat med vct
Standard portlandcement
Vct=0,6
Flyt= 3% C

b) presenterat med ck
Ck= 62,1 % standard portlandcement
Vatten=36 %
Flytmedel=1,9 % C

Beräkningen av de ingående materialen i det senare fallet är mycket enklare, för att inte tala om eventuella förändringar under arbetets gång.

Efter en tids användning av termen ck så får man också en bättre känsla för cementpastans egenskaper, jämfört med användning av uttrycket vct.

5. Slutord

Att använda vct är som att vara kvar i mätning med tum. Vi talade då huvudsakligen om hela eller halva tum men sällan om något därutöver. Att börja använda ck blir som när man gick över till mm, noggrannheten i mätningar ökade.

För att rationellt utnyttja moderna AWBP- och registreringsutrustningar måste siffermaterialet vara lika rationellt att använda.

Framställning av injekteringspasta är ett kompromissernas arbete. Låt oss göra en tekniskt väl underbyggd kompromiss byggd på kunskap.

Referenser:

Betonghandboken Material, utgåva 2. (1994),Svensk Byggtjänst och Cementa AB

Eriksson, M.,Stille H., (2005) *Cementinjektering i hårt berg*. SveBeFo Rapport K22

Hansson, P. (1994) *Cementinjektering- Handbok i materialteknik för injekterare*.Elforsk Rapport 94:12

Hansen, T.B. (2002) *Temperature dependency of the hydration of dense cement paste systems containing micro silica and fly ash-* Nordic concrete research Publication no.27

Hjertström, S., Pettersson, S-Å. (2003). *Ny kunskap vid dispergering av mikrocement*. Bergsprängningskommitteen 2003 .

Hjertström,S., Pettersson, S-Å. (2004) *Blandarens betydelse för injekteringspastans egenskaper* Cementa Injekteringskonferens 2004

Hjertström,S. , Pettersson,S-Å. (2005) *Fortsatta undersökningar om dispergering av mikrocement* Bergmekanikdagen 2005

Houlsby, A.C.(1990) *Construction and Design of Cement Grouting- A guide to grouting in rock foundations*-John Wiley & Sons

Hägg, G. (1969) *Allmän och oorganisk kemi* Almqvist & Wiksell, Uppsala

Littlejohn, G.S. (1982) *Design of Cement based grout*. Proc., conf.on Grouting in Geotech, Engineering, ASCE, New Orleans sid. 35-48.

Pettersson, S-Å.,Molin, H.(1999). *Grouting and Drilling for grouting*. Atlas Copco Craelius AB Märsta.

Pettersson S-Å. (200x) *The importance of cement grout in micro piling*: Third International Workshop on Micropiles

Pettersson, S-Å. (2005) *Injektering –Inifrån och ut*. Cementa Injekteringskonferens 2005

Stille, H. (2001). *Grouting research work and practical application*. 4th Nordic Grouting Symposium . Svebefo rapport 55. Stockholm.

w/c-ratio	Composition of grout paste				Grout paste	Total volume	w/c-ratio	Cement
By weight	By weight		By Rel.dens.		Rel.density		By volume	By %
	Water	Cement	Water	Cement				of total
	Kilo	Kilo	Litre	Litre		Litre		groutpaste
				R.d=3,15			B.d.=1,3	
0,25	25	100,0	25	31,7	2,203	56,7	0,3	80,0
0,3	30	100,0	30	31,7	2,105	61,7	0,4	76,9
0,4	40	100,0	40	31,7	1,951	71,7	0,5	71,4
0,5	50	100,0	50	31,7	1,835	81,7	0,7	66,7
0,6	60	100,0	60	31,7	1,744	91,7	0,8	62,5
0,7	70	100,0	70	31,7	1,671	101,7	0,9	58,8
0,8	80	100,0	80	31,7	1,611	111,7	1,0	55,6
0,9	90	100,0	90	31,7	1,561	121,7	1,2	52,6
1	100	100,0	100	31,7	1,518	131,7	1,3	50,0
1,2	120	100,0	120	31,7	1,450	151,7	1,6	45,5
1,4	140	100,0	140	31,7	1,397	171,7	1,8	41,7
1,6	160	100,0	160	31,7	1,356	191,7	2,1	38,5
1,8	180	100,0	180	31,7	1,322	211,7	2,3	35,7
2	200	100,0	200	31,7	1,295	231,7	2,6	33,3
2,5	250	100,0	250	31,7	1,242	281,7	3,3	28,6
3	300	100,0	300	31,7	1,206	331,7	3,9	25,0
4	400	100,0	400	31,7	1,158	431,7	5,2	20,0
5	500	100,0	500	31,7	1,128	531,7	6,5	16,7
6	600	100,0	600	31,7	1,108	631,7	7,8	14,3
8	800	100,0	800	31,7	1,082	831,7	10,4	11,1
10	1000	100,0	1000	31,7	1,066	1031,7	13,0	9,1
20								
	R.d=3,15							
	B.d=1,3							

The bulk density can vary from 0,9 to 1,5 The biggest variety has microcement

Fig 1: Utsnitt ur tabell i “ Grouting and Drilling for Grouting”.

VANN- OG FROSTSIKRING I VEGTUNNELER

*Senioringeniør Harald Buvik
Statens vegvesen Vegdirektoratet*

Sammendrag

Det finnes over 900 vegtunneler i Norge, på riks- og fylkesveger, med en samlet lengde på over 800 km. Årlig bygges det 20-30 km nye tunneler. Til nå er det drevet 23 undersjøiske tunneler og flere er under planlegging. Høytrafikk-tunneler finnes stort sett i Oslo, der ÅDT i sentrumstunnelene er rundt 80 000, i Bergen ligger ÅDT på 20 - 25 000. De fleste tunnelene har relativt lav trafikkmengde, gjennomsnittlig ÅDT på riksvegtunnelene er 4400.

Den omfattende byggingen av vegtunneler på lavtrafikkerte veger har ført til at Statens vegvesen har satsset på utvikling av mer rasjonelle, økonomiske og teknisk tilfredsstillende løsninger for bergsikring og vannsikring av vegtunneler. Flere av løsningene for vannsikring baseres på lette hvelvkonstruksjoner.

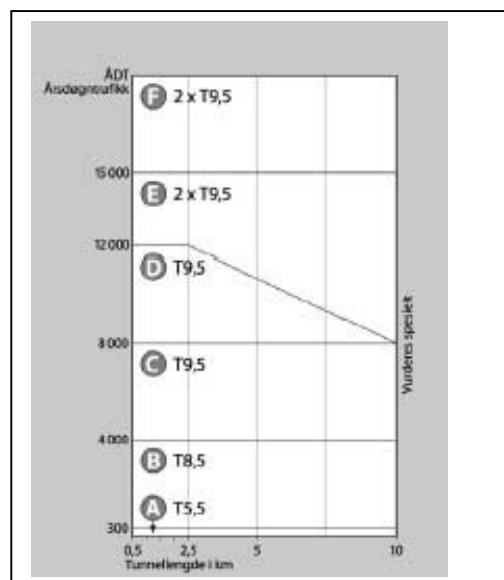
Den mest anvendte metoden for bergsikring er bolting, ofte i kombinasjon med sprøytebetong. Forinjeksjon utføres der krav til maksimal innlekkasje må oppfylles. Nye og mer oppdaterte metoder for sementbasert injeksjon gjør det mulig å oppfylle strenge krav til tetthet, og har redusert behovet for vannsikring i tunneler. Vannsikringen utføres normalt ved avskjerming av vannet som føres ned til grøft/drenslag, og dreneres vekk fra sålen. For å utnytte bergets varmegivende effekt endetettes alle vann- og frostsikringskonstruksjoner, dette hindrer vannlekkasje og luftstrømning med frostinntrengning bak konstruksjonene.

Vegdirektoratets krav til tunneler er beskrevet i håndbok 021 "Vegtunneler" (revidert 2002) og håndbok 163 "Vann- og frostsikring i tunneler" (revidert utgave 2006). Kravene gjelder også for tunnelportaler og cut&cover-tunneler.

Tunnelklasser

Tunnelene inndeles i tunnelklasser (se figur 1) fastsatt ut fra trafikkmengden (ÅDT) og tunnellengde. Tunnelklassene definerer krav til tunnelprofil, sikkerhetsutrustning, og er bestemmende for type vann- og frostsikringskonstruksjoner.

Figur 1 Tunnelklasser. A beskriver krav til enfeltstunneler, mens klasse E og F er toløpstunneler med envegstrafikk. T9,5* gjelder kjørebanebredde på stamveger. Tunnelklasse B omfatter de fleste vegtunneler i Norge.



Metoder for bygging og sikring av vegtunneler i berggrunn

Drivemetode: boring, sprengning

Forinjeksjon der krav til miljø må tilfredsstilles

Bergsikring: bolting, sprøytebetong, forbolting/spiling, utstøping

Komplettering med vann- og frostsikringskonstruksjoner

I hovedsak er det bergets egenskaper som bestemmer sikringsmetoden. Forinjeksjon benyttes i områder der vannlekkasjer kan påføre tunnelanlegget skader eller ulemper og/eller der det settes krav til maksimal innlekkasje for å hindre skadelige miljøpåvirkninger på omgivelsene.

Bergsikring utføres med bolting og sprøytebetong. I mer oppsprukket, ustabil berggrunn benyttes ofte lange bolter i kombinasjon med buer (ribber) av sprøytebetong. For å sikre fremdriften benyttes også forbolting i svake partier. Betongutstøping er en kostbar og tidkrevende metode, og benyttes som permanent sikring kun ved større ustabile partier og ved soner med svelleleire. I spesielle tilfeller der det er nødvendig å stabilisere grunnvannstanden utføres membranisolert støp i hele tverrsnittet.

Vannsikringskonstruksjoner

Betonghvelv: prefabrikerte betongelementer
hvelv av PE-skum påført sprøytebetong

Lette konstruksjoner: tunnelhvelv av plast, stål eller aluminium (Al)

Kombinerte hvelv: betongelementer i veggene, andre konstruksjoner i tak.

Hvelvene utføres isolerte eller uisolerte avhengig av frostmengde.

Konstruksjonene krever godkjenning fra Vegdirektoratet, og det er krav til 50 års levetid. Håndbok 163 beskriver godkjenningsprosedyren, kvalitetsplaner og dimensjonering for frost, brann og dynamiske og mekaniske belastninger. Den gir også krav med hensyn til miljølaster som lekkasjevann, korrosjon, etc. og drift og vedlikehold, for eksempel vaskbare overflater.

Kontaktstøpt betonghvelv med membran

Benyttes ved spesielt dårlige bergforhold. Bergoverflaten avjevnes med sprøytebetong fordi membranen krever et jevnt underlag. Asfaltmembran som er lite fleksibel, krever plasstøpt avjevning. Fiberduk benyttes for beskyttelse av plastmembran. Membranbanene sveises sammen, med krav til dobbel sveis, tetthetskontroll og seksjonering. Membranen punktstveises til rondeller festet i sprøytebetongen. Betonghvelv støpes ifølge krav til bevaring av membranen.

Betongelementhvelv

Det benyttes prefabrikerte elementer med isolasjon av XPS. Det er utviklet utstyr for lett håndtering av elementene og de er mindre plasskrevende enn betongstøp, transport og montering er enkel. Elementene forankres til bergveggen med bolter, mens taket er selv-bærende. Membran legges over hvelvet samtidig med monteringen, med vannsikring av boltehullene. Krav til sveising og tetthetskontroll.

Alternativt henges membranen opp i bolter bak hvelvet. Dette krever nøyaktig innmålte bolter for oppheng av både membran og betongelementer. Sammensveiste baner av membran tres inn på boltene og vannsikres med doble pakninger.

Betongelementer benyttes ofte i kombinasjonshvelv, med veggelementer av betong og andre typer konstruksjoner i tak.

Det kreves gjennomgående veggelementer av betong i alle tunneler klasse E og F. Det kreves også veggelementer av betong i innkjøringssonene i tunneler klasse C og D.

PE-skum med sprøytebetong

Plater av PE-skum, tykkelse 45 mm eller tykkere hvis frostmengden krever det, festes med bolter og stålbuer. Platene presses mot bergveggen som gir best mulig avrenning, og monteres 500 mm ned under topp vegbane. Platene ble opprinnelig brukt for å lede vann fra lekkasje-

punkt og ned i frostfri grøft, men ble senere utviklet til hele hvelv. De er fleksible, lette å montere og er mye brukt.

Platene kan legges med eller uten overlapp. Det er imidlertid problem med vannetting av overlapp og boltegjenntføringer, og den mest benyttede metoden nå er innfesting av PE-platene kant i kant i tverrgående, vannavvisende stålprofiler boltet i berget.

PE-skum er meget brannfarlig og det er krav om brannsikring av platene. Dette skjer hovedsaklig med påføring av sprøytebetong, enten 60 mm stålfiberarmert, eller 80 mm nettarmert. Denne konstruksjonen er godkjent som helhvelv i tunneler klasse B. Ved større trafikkmengder (klasse C og D) monteres PE-skum/sprøytebetong i tak (80 mm nettarmert), med betongelementer i vegg.

Platehvelv av stål eller aluminium

Aluway Isolert Platehvelv er godkjent for alle tunnelklasser for tverrsnitt T 8,5 og T9,5. Utvidelser som for eksempel havarinisjer etc. må dokumenteres spesielt. Følgende forutsetninger gjelder for denne konstruksjonen:

- I tunnelklasse A og B kombineres metoden med føringskant av betong minimum 0,9 m over kjørebanelen
- I tunnelklasse C og D kombineres metoden med veggelementer i betong med høyde ca. 3,5 m over kjørebanelen i innkjøringssonene. Før øvrig gjelder kombinasjonen som i klasse A og B
- I tunnelklasse E og F kombineres metoden med gjennomgående veggelementer av betong i høyde på 3,5 m over kjørebanelen.

Tunnelduk

Helhvelv av plastmembran. Kun én type er godkjent til nå, WG Tunnelhvelv T 100. Denne er typegodkjent for bruk i tunnelklasse A og i tunnelklasse B opp til en trafikkmengde (ÅDT_{20}) $\leq 2\,500$ kjt. Løsningen skal kombineres med en nedre føringskant av betong med høyde minimum 0,9 m over kjørebanelen. WG Tunnelhvelv godkjennes brukt for en frostmengde $F_{10T} < 3\,000 \text{ h}^\circ\text{C}$.

Materialet består av tettvevd polyester belagt med PVC, med en total tykkelse på ca. 0,8 mm. Tunnelduken klemmes fast i rørbuer som er boltet til bergveggen, buestand er 1,5 m. Boltegjenntføringene er vannsikret med doble pakninger. Hvelvet er enkelt å montere og reparere. Det gir en lys overflate og er lett å rengjøre.

Vannavskjermet sprøytebetonghvelv

Dette er uisolert, vannavskjermet og nettarmert sprøytebetongkonstruksjoner (tykkelse ≥ 80 mm). Innfestingen til fjell er med tett boltemønster 1,2 x 1,2 meter og med forankringslengder

og standard kraftoverføringsmetoder. Pr. dato er tre ulike varianter av dette konseptet typegodkjent:

- WG Tunnelhvelv T300,
- Wapro Vannavskjerming
- Isolon Membranhvelv

Vannavskjermingen ivaretas av typegodkjente membraner. Krav til utførelse og skjøting av membran er angitt i Hb 163.

Aktuelle bruksområder for slike konstruksjoner er for tunneler med frostmengde $F_{10} \leq 8000$ h°C. I tunnelklasse C, D, E og F skal en slik løsning minimum inkludere veggelementer av betong som beskrevet i håndbok 021 Vegtunneler.

Det understrekes spesielt viktigheten av at en konstruksjon som dette blir helt tett slik at vann ikke kan komme igjennom konstruksjonen fra baksiden.

Dette forutsetter at membranen ikke blir skadet ved montering av festebolter, armeringsnett, ved påføring av sprøytebetong etc. Det må derfor utarbeides detaljerte kvalitetssikringsrutiner ved oppbygging av slike konstruksjoner.

Metoden forutsetter en endetettet og lukket konstruksjon.

Tunnelportaler

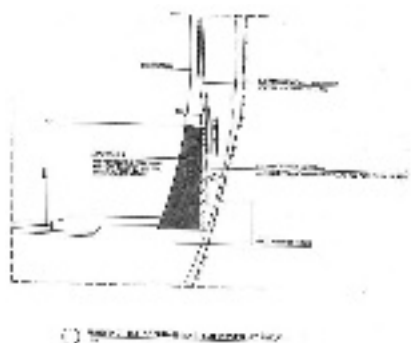
Portaler bygges for å sikre vegen mot nedfall av stein og is, og vannsikres av trafikk-sikkerhetsmessige årsaker. Vannsikring av portalene utføres ved hjelp av plast- eller asfaltmembraner. Der tunnelmembran av plastfolie skjøtes sammen med membran av asfalt på portal, må en overgangsfolie som tåler begge materialene (f.eks. EVA) benyttes.

Membran på portal endeavsluttes med beslag. Portalen overdekkes med komprimert sand (300-500 mm) nærmest for ikke å skade membranen, dernest fiberduk og grovere fyllmasse.

Føringskanter av betong

For føringskanter av betong gjelder at det skal benyttes frostbestandig betong, fasthetsklasse B35 og bestandighetsklasse MF40 etter spesifikasjon SV-40 iht. håndbok 026 Prosesskode 2, prosess 84.4.

Føringskant av betong skal ha høyde på minimum 0,9 m over kjørebanelen. Eksempel på utførelse:



Typegodkjente metoder for vann- og frostsikring av vegtunneler

Håndbok 163 "Vann- og frostsikring i tunneler" er nå revidert og det er fastsatt nye krav og forutsetninger knyttet til vann- og frostsikringskonstruksjoner i vegtunneler. Det er spesielt nye krav til dimensjonering av brann, brannteknisk dokumentasjon og prosedyrer for testing av brennbare materialer.

De nye retningslinjene gjelder for bygging av nye tunneler samt rehabilitering av eksisterende og ut i fra disse er følgende metoder pr. i dag godkjent:

Metode	Tunnelklasser					
	A	B	C	D	E	F
PE-skum m/ stålfiberarmert sprøytebetong og PP fiber	•	•				
PE-skum m/ nettarmert sprøytebetong og PP fiber	•	•	•	•	❖	❖
Betongelementer	•	•	•	•	•	•
Utstøpning, membranisolert	•	•	•	•	•	•
WG Tunnelduk T100 ¹⁾	•	•				
WG Tunnelhvelv T200 ²⁾	•	•	•	•	•	•
WG Tunnelhvelv T300 ²⁾	•	•	•	•	•	•
Aluway isolert platehvelv ³⁾	•	•	•	•	•	•
WaPro vannavskjerming ²⁾	•	•	•	•	•	•
Isolon Membranhvelv ²⁾	•	•	•	•	•	•
Foamglas Celleglass Isolasjon	•	•	•	•	•	•

- ❖ Løsningen kan benyttes ifm overgangstverrsnitt, og tverrsnittsendringer hvor det vil være krevende med tilpasninger av betongelementer

¹⁾ Godkjent opp til trafikkmengde ÅDT(20) < 2500 kjt og frostmengde < 3000 h°C.

²⁾ Godkjent i ulike kombinasjoner med veggelement av betong

³⁾ Godkjent i ulike kombinasjoner med veggelement av betong for alle tunnelklasser for tverrsnitt T8,5 og T9,5

Membraner

Det skal benyttes heldekkende membran med sveiste skjøter for beskyttelse av betonghvelv, veggelementer av betong, portaler og cut&cover-tunneler. Membraner som benyttes i og på norske tunneler og portaler er plastmembraner og asfaltmembraner. Alle typer membraner krever godkjenning fra Vegdirektoratet. Egenskapene for membranene skal dokumenteres i henhold til krav gitt i tabellene (neste side).

Til nå har kun PVC vært godkjent som plastmembran, men utviklingen har fått fram andre typer materialer med egenskaper som tilfredsstillende kravene til tunnelmembraner. Dette gjelder først og fremst polypropylen (PP) og polyetylen (PE). PP-membraner er lette og fleksible og har gode sveiseegenskaper og punkteringsmotstand. PE er stivere og har lavere styrke enn PVC, en mykere variant (VLDPE: very low density) er aktuelt for bruk i tunneler.

Polymermodifiserte asfaltmembraner benyttes hovedsaklig på tunnelportaler og cut&cover-tunneler, og i enkelte tilfeller på kontaktstøp i tunnelen. Fordelen med disse membranene er at de klebes til betongunderlaget. Asfalt/SBS (styren-butadien-styren) er den mest brukte av asfaltmembranene i forbindelse med tunnelportaler på grunn av gode kuldeegenskaper. Asfalt/APP (ataktisk polypropylen) benyttes i mindre grad, siden det er mindre elastisk ved lavere temperaturer.

Krav som stilles:

- Membranentreprenøren skal ha godkjenning i henhold til forskrift i Plan- og bygningsloven, dokumentasjon av faglig kompetanse og erfaring.
- Det skal utarbeides kvalitetsplaner for materialer og utførelse av membranarbeider, det er spesielt viktig å unngå punktering.
- Leverandør skal utarbeide prosedyre for monteringsfasen.
- Sveiseegenskaper skal dokumenteres, også i tunnel under de aktuelle temperaturforhold.
- All skjøting skal foregå med varmluftsveising, det er krav om dobbel sveis med tetthetskontroll ved trykkluftsprøving. Inntekking av detaljer kan utføres med enkel sveis, med dokumentasjon av styrke og tetthet. Alle gjennomføringer, og overganger og avslutninger på konstruksjonene skal tettes, og metodene dokumenteres.
- Dersom en membran av PVC blir liggende mot annen type plast (f.eks. XPS, EPS) kreves en migrasjonssperre, for eksempel fiberduk.

Dimensjonering for brann

Generelle krav

Dimensjonerende brann og krav til betong/sprøytebetong som brannbeskyttelse på brennbar isolasjon og til strukturbeskyttelse i forhold til tunnelklasser er gitt i tabell 5.1. Dimensjonerende brann er avgjørende for viftekapasiteten og tunnelens mekaniske ventilasjonsanlegg.

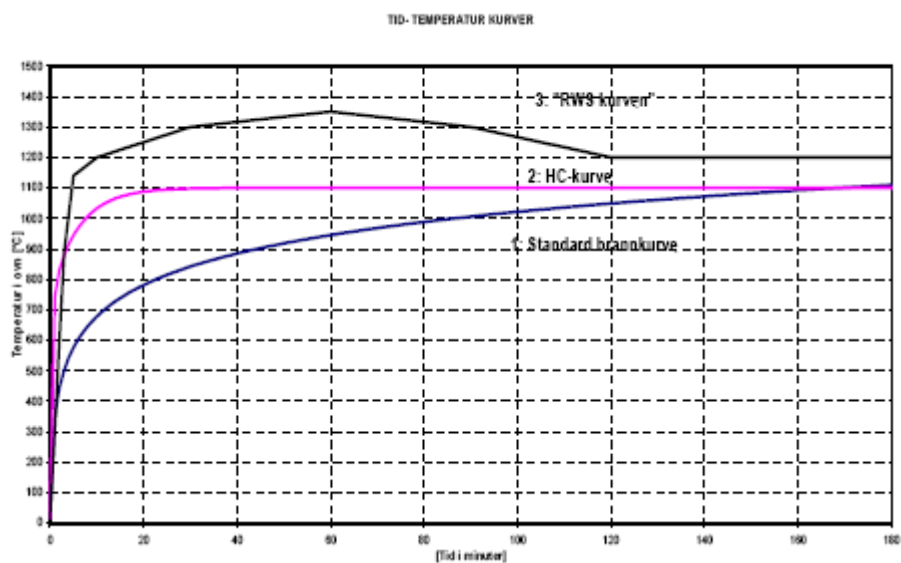
Dimensjonerende brann. Krav til brannbeskyttelse i henhold til standard tid- temperaturkurver

Tunnel-klasse	ÅDT (opp til)	Dimensjonerende brann Brannventilasjon, MW	Brannbeskyttelse av isolasjon	
			Eksponeringskurve	Tid (min.)
A	300	5	ISO	60
B	5000	20	ISO	60
C	7500	50	HC	60
D	10000	100	HC	60
E	15000	50	HC	60
F		100	HC	60

(jf. håndbok 021 Vegtunneler og SINTEF-rapport nr. NBL F05131)

Dimensjonerende brann er valgt primært ut fra antall personer som kan bli eksponert ved en brann og sannsynligheten for at en brann oppstår. ÅDT, tunnellengde og evakueringsmuligheter er avgjørende kriterier.

Standard tid-temperaturkurver er vist i figur 5.1.



Branneksponering benyttet i beregningene.

1. *Standard brannkurve iht. ISO 834 (1999) og NS-EN 1363-1 (1999)*
2. *Hydrocarbon-kurven definert i ISO 834-3 (1994) og NS-EN 1363-2 (1999)*
3. *RWS-kurven definert av Rijkswaterstaat (The Directorate-General of Public Works and Water Management, The Netherlands)*

Følgende funksjonskrav skal være tilfredsstillt:

- Konstruksjonen skal ikke bidra aktivt i en bilbrann, ikke spre en slik brann, og brannen skal ikke vedvare etter at bilbrannen har opphørt.
- Konstruksjonen skal ikke bidra til vesentlig ekstra røykutvikling eller giftige gasser. For vanlige konstruksjonsmaterialer vil giftigheten til disse være kontrollert gjennom oppfyllelse av akseptkriteriene i tabell 5.2.

Brannteknisk dokumentasjon og prosedyrer for testing

For å sikre at de generelle funksjonskravene oppnås, kan følgende framgangsmåte for testing benyttes.

Nye produkter som skal evalueres i forhold til branntekniske egenskaper skal testes iht. følgende beskrivelser og prosedyrer (skissert i figur 5.2):

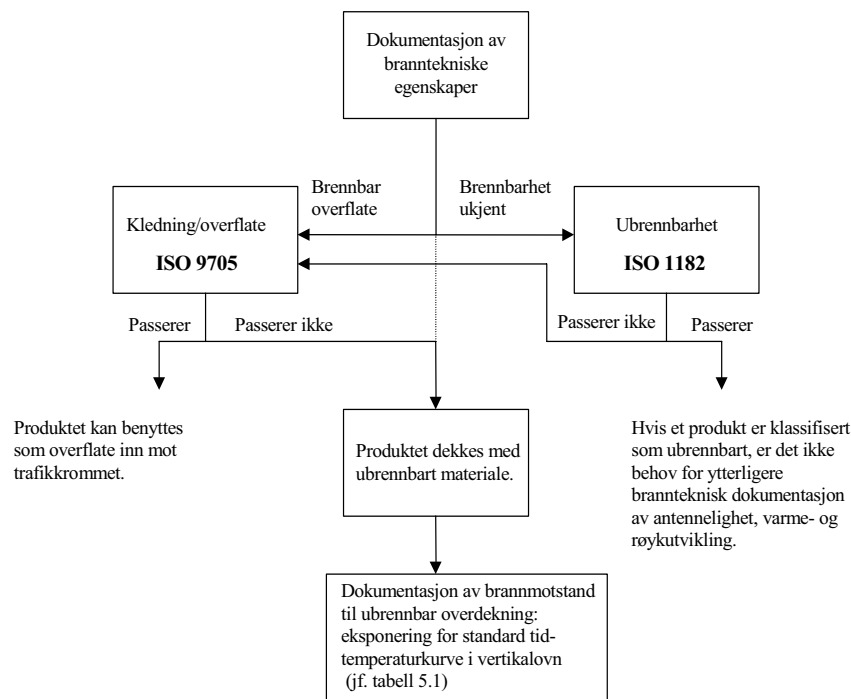


Diagram for dokumentasjon av branntekniske egenskaper for konstruksjoner benyttet i tunneler.

Etatsprosjekt FoU "Tunnelutvikling"

På Vegdirektørens ledermøte nr 5 - 2004 ble regler for bruk av PE-skum i norske vegtunneler diskutert. Følgende vedtak som omfatter policy og fremtidige løsninger ble fattet:

Konklusjon: Statens vegvesen har som mål å avvikle bruken av brennbart isolasjonsmateriale (PE-skum) som vann- og frostsikring i nye tunneler.

Fremtidige løsninger:

Det iverksettes et forskningsprogram som innen utgangen av 2006 skal kunne gi oss materialer som er ubrennbare og som er godt egnet til vann- og frostsikring. Programmet må legges opp slik at det blir en utfordring til næringslivet. Statens vegvesen må utforme kravspesifikasjonene til materialet som skal utvikles.

Prosjektets hovedmålsetning er

- Sannsynliggjøre at etaten kan komme fram til nye materialer egnet for vann- og frostsikringskonsepter som ivaretar funksjonskrav og tekniske krav til hhv. vann-, frost- og brannsikring.
- Dokumentere de mest utbredte eksisterende tunnelloesninger ved fullskala testing i forhold til sikkerhet og sårbarhet knyttet til gjeldene regelverk og framtidige rammebetingelser.
- Koordinere etatens erfaringer på tunnelsiden og dokumentere de mest benyttede løsninger i et levetidsperspektiv.

Første delmål innebærer et utstrakt samarbeid med leverandører og entreprenører i markedet for å få fram nye materialkunnskap. De mest aktuelle konsepter bør tas videre med en målsetting å kunne utforme utviklingskontrakter.

Andre delmål er viktig fordi det jevnlig stilles spørsmål ved tunnelsikkerhet og brann. Vi har mange tunneler med løsninger som ikke tilfredstiller dagens krav, men som likevel må stå med dagens standard i lang tid. Vi må kunne dokumenter hvordan vi vurderer disse løsningene i relasjon til brann og sikkerhet.

Tredje delmål innebærer en vurdering av levetidskriteriene for tunnelkonstruksjoner. Vi ser at det store sprang mellom teoretisk levetid og omfattende utskifting av tekniske løsninger. Dette arbeidet vil være svært viktig for å kunne utvikle framtidige løsninger basert på etatens beste erfaringer.

Prosjektets målsetning innen utgangen av 2006 har derfor vært å dokumentere gjennom tester eller på annen måte sannsynliggjøre at man vil kunne framskaffe alternative brannsikre vann- og frostsikringskonsepter med å fortsette det arbeidet som er gjort.

BRAND- OCH HÅLLFASTHETSEGENSKAPER FÖR SPRUTBETONG ARMERAD MED PLAST- RESPEKTIVE STÅLFIBRER MED TILLSATS AV POLYPROPYLENE-FIBRER

Fire resistance and strength properties of fibre reinforced (plastic or steel) sprayed concrete with addition of polypropylene-fibres

Johan Olovsson och Mikael Creütz, Golder Associates AB

Sammanfattning

Skyddande sprutbetong på de vatten- och frostsäkringskonstruktioner som planeras i Citybanans bergtunnlar och bergförlagda stationer har testats med avseende på brand- och hållfasthetsegenskaper.

I detta försök valdes att prova plast- respektive stålfiberarmerad sprutbetong. För att öka sprutbetongens brandmotstånd provades även att tillsätta olika doseringar av polypropylene-fibrer.

I samarbete med CBI i Stockholm framtogs recept för plast- respektive stålfiberarmerad sprutbetong samt med tillsats av polypropylene-fibrer.

Tillsatsen av polypropylene-fibrer medförde behov av en ökad dosering av flytmedel, tillsats av luftporbildare för att stabilisera sprutbetongen samt tillsats av retarder för att förlänga öppethållandetiden i samband med applicering.

Recepten provsprutades i fullskala samt på provpaneler för test av egenskaper med avseende på brand och hållfasthet.

Brandtesterna visar att vid tillsats av polypropylene-fibrer och med ett sprutbetongrecept anpassat för polypropylene-fibrer kan spjälkningen vid brand minimeras. Enbart tillsats av polypropylene-fibrer till sprutbetong är inte tillräckligt för att minimera spjälkning vilket antogs från början. Även sprutbetongens sammansättning och mängden polypropylene-fibrer är av stor betydelse och måste enligt vår uppfattning förprovas.

Med avseende på spjälkning noterades ingen skillnad mellan stål- och plastfiberarmerad sprutbetong. Användningen av luftporbildare istället för ökad mängd filler i ballasten för att motverka den vattenseparation som uppstår vid ökad mängd flytmedel uppvisade bra resultat.

Användningen av höga sättmått större än 210 mm verkar ej heller påverka sprutbetongen negativt utan bidrar istället med positiva egenskaper såsom förbättrad pumpbarhet och sprutbarhet.

Den plastfiberarmerade sprutbetongen uppvisar likvärdiga hållfasthetsegenskaper som den stålfiberarmerade. En av fördelarna med att använda plastfibrer är att avrostning i samband med krympsprickor elimineras.

Summary

Tests have been performed to determine fire resistance and strength properties of sprayed concrete which will be used for protection of the waterproofing and frost protection structures that are planned in Citybanan's rock tunnels and stations.

For this project, fibre reinforced (plastic and steel) sprayed concrete was tested. In order to increase the fire resistance, different doses of polypropylene-fibers were also added.

Together with CBI in Stockholm recipes for the reinforced sprayed concrete with addition of polypropylene-fibers were produced.

The addition of polypropylene-fibers led to the need of increased amount of plasticizer, addition of an air entraining agent in order to stabilize the concrete and addition of a retardant in order to prolong the opening time during application.

The recipes were sprayed in full-scale and on test panels for determination of fire and strength properties.

Results from the fire tests show that with addition of polypropylene-fibers and with a recipe adjusted for this addition, spalling caused by fire can be minimized. The addition of polypropylene-fibers alone is not enough to minimize spalling as was presumed from the start. Also the mixture of the concrete and the amount of polypropylene-fibers is of great importance and has to be, in the authors' opinion, pretested.

With respect to spalling, no difference between the steel or plastic reinforced sprayed concrete was noticed. The use of an air entraining agent instead of increased amount of filler in the aggregate to prevent water separation that occurs with increased amount of plasticizer, showed good results.

The use of high slump mixtures, having slump values greater than 210 mm, does not seem to affect the spray concrete in a negative manner. On the contrary, positive effects is achieved, i.e enhanced pumpability and sprayability.

Plastic fibre reinforced sprayed concrete show equally strength properties as the steel fibre reinforced sprayed concrete. One of the advantages with plastic fibres is that corrosive attacks related to shrinkage cracks are eliminated.

Bakgrund till försöken

Skyddande sprutbetong på de vatten- och frostsäkringskonstruktioner som planeras i Citybanans bergtunnlar och bergförlagda stationer har testats med avseende på brand- och hållfasthetsegenskaper.

Sprutbetongen skall ha följande egenskaper och funktion:

- Skydda underliggande vatten- och frostsäkringskonstruktion vid brand.
- Förmå uppta sug- och tryckkrafter från trafik.
- Liten krympning vid uttorkning.
- Stabil i samband med applicering.

I detta försök valdes att prova plast- respektive stålfiberarmerad sprutbetong. Den huvudsakliga anledningen till att prova plastfibrer var att finna en med stålfiberarmerad likvärdig sprutbetong men med fördelen att avrostning i samband med krympsprickor elimineras.

En förprovning utfördes med sprutbetong armerad med plastfibrer i syfte att hitta en lämplig fiber och en lämplig dosering av plastfibrer.

För att öka sprutbetongens brandmotstånd provades även att tillsätta olika doseringar av polypropylene-fibrer.

Enligt BV Tunnel skall sprutbetong som ingår i det bärande huvudsystemet utföras i lägst hållfasthetsklass C32/40. Samma hållfasthetsklass har valts även för skyddande sprutbetong.

Brandtesterna har utförts i syfte att få fram en sprutbetong, för skydd av bakomliggande vatten- och frostsäkringskonstruktion, vars egenskaper uppfyller kraven i BV Tunnel enligt följande:

- Ingen risk för kollaps.
- Ingen risk för nedfall så att vatten- och frostsäkringskonstruktionen utgör hinder eller fara vid utrymning under den tid som krävs för evakuering av personal och passagerare.
- Beaktande av räddningstjänstens säkerhet med avseende på nedfall.

Brandtesterna har utförts med brandgastemperatur enligt hydrokarbonkurvan (HC-kurvan) i Svensk Standard "SS-EN-1362" under 180 minuter.

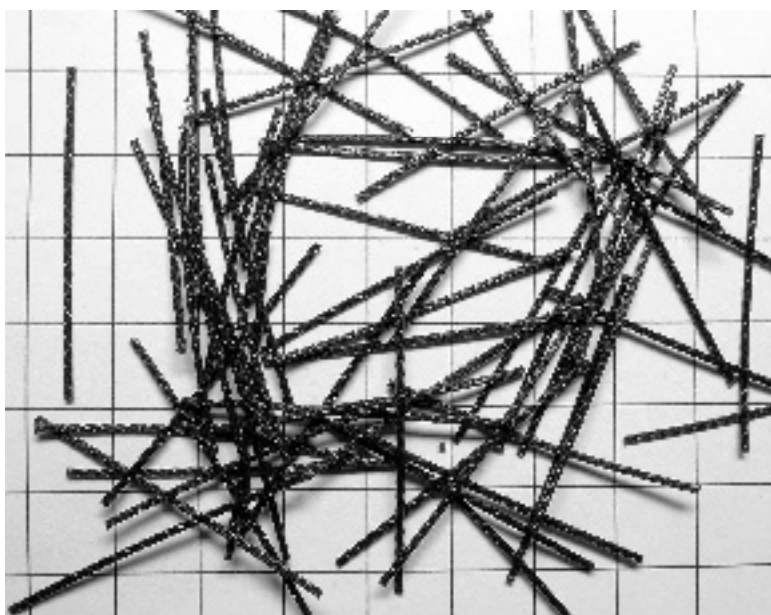
Förprovning av sprutbetong armerad med statistiskt verksamma plastfibrer

Två typer av plastfibern BarChip levererade av Elasto-Plastic Concrete testades:

- Tunnel Fibre, längd 42 mm
- Shogun Fibre, längd 48 mm.

Nedan redovisas även några materialegenskaper på de statistiskt verksamma plastfibrerna:

- Fibrer tillverkade av plast av typen polypropylene.
- Mönsterpressad yt-textur för ökad vidhäftning.
- Draghållfasthet ≥ 550 MPa.



Figur 1: Plastfibrer (Tunnel Fibre). Fotat med rutat A4-papper i bakgrunden.

Figure 1: Plastic fibres (Tunnel Fibre).

Med ledning av förprovnigen beslutades att gå vidare med plastfiber Tunnel Fibre 40 mm. Doseringen sattes till 15-16 kg/m³.

Förberedelsearbeten

Provplatsen var en tidigare arbetstunnel för Södra Länken.

Förtillverkade provpaneler av betong måttanpassade för brandtesterna i SP:s horisontalugn placerades i tunneln. På dessa paneler monterades olika typer av vatten- och frostsäkringskonstruktioner, bl a PE-mattor, och temperaturgivare på olika nivåer i det skyddande sprutbetongskiktet. Provpaneler för tester av sprutbetongens hållfasthet förbereddes även i tunneln. Allt utfördes enligt ett provprogram som tagits fram i förväg inom projekt Citybanan.

Testets genomförande

Allmänt

All sprutning utfördes för hand enligt våsprutningsmetoden. Sprutbetongskiktet vid den inledande provningen var mellan 50-100 mm tjockt. Vid den fortsatta provningen var sprutbetongskiktet i samtliga fall 80 mm tjockt.

För att spara tid och för att slippa en förprovning på sprutbetongen beslutades inledningsvis, att nyttja Besabs beprövade grundrecept (innehöll då ej tillsats av polypropylene-fibrer), som använts vid sprutning i stora delar av Södra Länken. Konsistensklass för denna sprutbetong motsvarade S4, dvs halvflyt med sättmått mellan 160-210 mm.

För den fiberarmerade sprutbetongen tillsattes 15 kg/m³ plastfiber av typen Tunnel Fibre 40 mm respektive 50 kg/m³ stålfiber av typen Dramix 30/05. I en del blandningar tillsattes även 1,5 kg/m³ polypropylene-fibrer, Duomix Fire M6 $\Phi=18 \mu\text{m}$ och längd 6 mm, för ökad brandtålighet. Samtliga fibrer tillsattes på betongstationen.

Inledande provning

Vid inledande sprutning av sprutbetong med tillsats av polypropylene-fibrer noterades en avsevärd konsistensförlust och kort öppethållandetid, vilket resulterade dels i att sprutningen ibland fick avbrytas, dels i dålig kvalitet och låga hållfasthetsvärden på sprutbetongen. Denna försämring kunde inte noteras på sprutbetong utan tillsats av polypropylene-fibrer.

Jämför vi med t ex resultaten från förprovningen på plastfiberarmerad sprutbetong kan följande konstateras: Lägre tryckhållfastheten hos de testade blandningarna. De blandningar där polypropylene-fibrer tillsats uppmättes mycket låg tryckhållfasthet, ner mot 10 MPa. Även böjdragsspänningen (balkprovning) när första sprickan uppkommer är betydligt lägre än vid förprovningen, ca 4 MPa istället för 6,5-7 MPa.

Även resultaten från brandtesterna var nedslående, i princip all sprutbetong spjälkade bort nästan omedelbart, redan efter 10 minuter.

Andra sprutbetongentreprenörer kontaktades och liknande erfarenheter vid tillsats av polypropylene-fibrer bekräftades. För att förbättra sprutegenskaperna har i dessa fall doseringen av flytmedel ökats och en ökad dosering av accelerator använts vid sprutningen. För att kompensera hållfasthetsminskningen har i några projekt mängden cement ökats vilket ger andra icke önskvärda effekter såsom ökad krympning.

Fortsatt provning

Cement- och Betonginstitutet i Stockholm (CBI) anlätades i syfte att utreda orsaken till de nedslående resultaten och efter detta rekommendera förslag till förbättringar och förändringar. Följande labtester har utförts:

- Inverkan av polypropylene-fibrer på sprutbetongens reologi och arbetbarhet/öppethållandetid.
- Inverkan av olika typer av ballast och dess sammansättning för sprutbetongens arbetbarhet och vattenseparation.
- Inverkan av olika typer av flytmedel och dosering för sprutbetongens öppethållandetid/pumpbarhet/sprutbarhet.
- Inverkan av tillsats av retarder och dess dosering för sprutbetongens öppethållandetid/pumpbarhet/sprutbarhet.
- Inverkan av tillsats av luftporbildare och dosering på sprutbetongens vattenseparation och konsistens.

CBI:s undersökningar visade att när polypropylene-fibrer tillsätts förändras sprutbetongens konsistens och sammanhållning. För att få en bra sprutbar betong måste flytmedelsmängden ökas för att kompensera för den konsistensförlust, som polypropylene-fibrerna genererar. En bieffekt av detta är dock att risken för vattenseparation ökar, vilket i sin tur kräver vidare åtgärder.

Labtesterna visade även att använd ballast var lämplig som sådan för sprutbetong, men innehöll något för lite andel finmaterial för att uppnå en tillräckligt bra sammanhållning och godtagbar vattenseparation. Detta problem kan lösas på flera olika sätt bl a genom tillsats av filler, byte av ballast med större andel finmaterial och/eller genom tillsats av en luftporbildare. I detta fall valde vi att använda oss av en luftporbildare. Användningen av luftporbildare ledde också till att vi kunde ändra vår konsistens från halvflyt till fullflyt, dvs sättmått ≥ 210 mm, med förbättrad pumpbarhet som följd. En negativ effekt dock av luftporbildare är att den ökar lufthalten, men i samband med applicering visade det sig att

lufthalten reduceras, från ca 20 % före sprutning till ca 5 % efter sprutning. Sannolikt erhålls således även en frostbeständig sprutbetong på köpet.

Under labtesterna framkom att det i grundreceptet stipulerade flytmedlet bytts ut. Labtester visade att det använda flytmedlet inte fungerade medan det stipulerade flytmedlet istället fungerade. Konsistensförlusten som noterades på grund av det i detta fall olämpliga flytmedlet har bidragit till sprutbetongens dåliga brand- och hållfasthetsegenskaper.

Sammanfattningsvis resulterade labtesterna i ändring av typ och dosering av flytmedel, tillsats av luftporbildare för att stabilisera sprutbetongen med bibehållen ballast samt tillsats av retarder för att förlänga öppethållandetiden i samband med applicering. Efter CBI:s undersökning provades de föreslagna recepten vid sprutning i fullskala i tunneln samt på provpanelerna för test av egenskaper med avseende på brand och hållfasthet.

Vid sprutningarna noterades uppenbara förbättringar av bl a sprutbarhet, pumpbarhet, stabilitet och öppethållandetid samt ingen ogynnsam konsistensförlust eller vattenseparation. Detta trots relativt högt innehåll av både statiskt verksamma fibrer och polypropylene-fibrer.

Resultat från hållfasthetstesterna

Labtesterna utgjordes av tryck- och böjdraghållfasthet enligt SS 13 72 20 respektive VU-SC:21 och utfördes av Vattenfall i Älvkarleby. Hållfasthetskraven för den fiberarmerade sprutbetongen inom projektet bestämdes med ledning av försöken till nedanstående värden.

Tryckhållfasthet enligt hållfasthetsklass	C32/40
f_{cck}	30.5 MPa
f_{sk} (böjdraghållfasthet)	4.0 MPa
f_{sres} vid 2 mm nedböjning	3.0 MPa

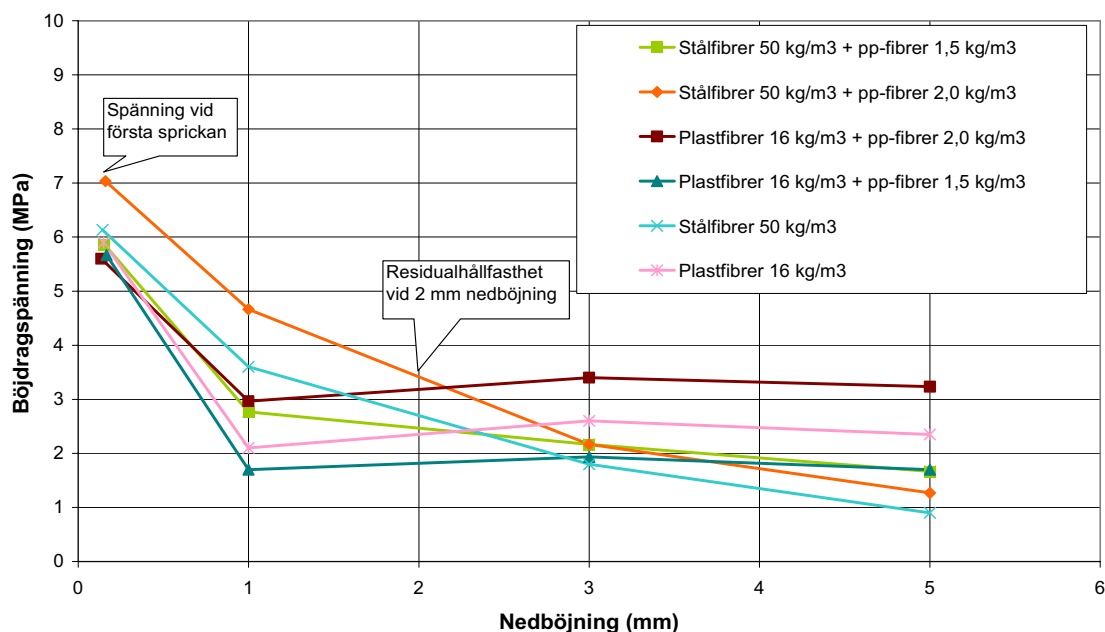
Tabell 1: Karakteristiska hållfasthetsvärden hos sprutbetongen.

Table 1: Strength properties (characteristic values) for sprayed concrete.

Samtliga prover uppfyller kraven på böjdraghållfasthet vid första sprickan. Kravet på residualhållfasthet vid nedböjning 2 mm uppfylls endast för plast- eller stålfiberarmerad sprutbetong med tillsats av polypropylene-fibrer på 2,0 kg/m³.

Det är även en tydlig skillnad mellan resultat i böjdraghållfasthet för sprutbetong armerad med stålfibrer respektive plastfibrer. Efter droppet när första sprickan slår upp minskar

böjdragspänningen för stålfiberarmerad sprutbetong med ökande nedböjning medan böjdragspänningen för plastfiberarmerad sprutbetong istället ökar eller ligger konstant, se figur 2.



Figur 2: Resultat från provning av böjdraghållfasthet på fiberarmerad sprutbetong.

Figure 2: Results from beam tests on fibre reinforced sprayed concrete.

Vid jämförelse mellan olika doseringar av polypropylene-fibrer 0, 1,5 resp 2,0 kg/m³ ger blandningen med 2,0 kg/m³ den högsta tryckhållfastheten. Detta gäller både stålfiberarmerad och plastfiberarmerad sprutbetong. Den lägsta tryckhållfastheten erhålls vid doseringen 1,5 kg/m³. Samma tendens kan man se på resultatet av böjdragprovningarna, där högre spänning vid första sprickan och högre residualhållfasthet erhålls vid en dosering av 2,0 kg/m³.

Resultat från brandtesterna

Efterföljande brandtester på fiberarmerad sprutbetong visar att vid tillsats av polypropylene-fibrer och med ett sprutbetongrecept anpassat för polypropylene-fibrer kan spjälkningen vid brand minimeras. Även mängden polypropylene-fibrer är av betydelse. Vid tillsats av 1,5 kg/m³ respektive 2,0 kg/m³ noterades lokal spjälkning respektive ingen spjälkning vid brandtest med HC-kurvan under 180 minuter.



Figur 3: Pågående brandtest i SP:s stora horisontalugn.

Figure 3: Fire test executed at SP. Picture showing SPs great horizontal oven.



Figur 4: Paneler efter brandtest. Bilden till vänster visar resultatet efter den inledande provningen, all sprutbetong har spjälkat bort. Bilden till höger visar resultatet med nya sprutbetongrecept, ingen spjälkning efter 180 minuter med HC-kurvan.

Figure 4: Panels after fire test. Picture on the left shows the result after the initial test, almost all sprayed concrete has spalled. Picture on the right shows the result with new recipes, no spalling after 180 minutes with temperatures corresponding to the HC-curve.

Tjockleken på sprutbetongen måste anpassas till den vatten- och frostsäkring som den skall skydda. När temperaturen överstiger 150 °C på ytan av en PE-matta börjar den smälta och brandfarliga gaser bildas. För att hålla temperaturen under 150 °C under 60 minuter i gränssnittet mellan sprutbetong och en bakomliggande PE-matta krävs en tjocklek av minst 80 mm när sprutbetongen exponeras för en brand som följer HC-kurvan.

Efter 180 minuters exponering uppgår temperaturen på den icke exponerade sidan till 400 – 500 °C. PE-mattan har då smält och brandfarliga gaser bildats.

Tjockleken på det sprutbetongskikt som skall skydda lastbärande sprutbetong/betong måste även den anpassas till den maximala temperatur som den lastbärande sprutbetongen/betongen får utsättas för. En sprutbetong som används för att skydda en gjuten betong måste mekaniskt förankras i betongen eftersom vidhäftningen går förlorad vid brand.

Recept på fiberarmerad sprutbetong med tillsats av polypropylene-fibrer

Nedanstående tabell visar recept för plast- respektive stålfiberarmerad sprutbetong med tillsats av polypropylene-fibrer som uppfyllt ställda krav på både hållfasthet- och brandegenskaper.

Recept	Plastfiberarmerad sprutbetong	Stålfiberarmerad sprutbetong
Anläggningscement	480 kg/m ³	480 kg/m ³
Ballast: Löten 0-8 mm	1454 kg/m ³	1526 kg/m ³
Vatten	200 liter/m ³	196 liter/m ³
Microsilika 920D	24 kg/m ³	24 kg/m ³
Flytmedel: Glenium 51	4,3 liter/m ³	5,0 liter/m ³
Luftporbildare: Micro Air	0,4 liter/m ³	0,4 liter/m ³
Retarder: Sika	2,4 liter/m ³	2,4 liter/m ³
Polypropylene-fibrer	2,0 kg/m ³	2,0 kg/m ³
Fibermängd	16 kg/m ³	50 kg/m ³

Tabell 2: Sprutbetongrecept.

Table 2: Recipes for sprayed concrete.

Slutsats

Baserat på de dåliga inledande resultaten från brandprovningen verkar det således som att enbart tillsats av polypropylene-fibrer till sprutbetong inte är tillräckligt för att minimera spjälkning vilket antogs från början. Även sprutbetongens sammansättning och mängden polypropylene-fibrer är av stor betydelse och måste enligt vår uppfattning förprovas.

Med avseende på spjälkning noterades ingen skillnad mellan stål- och plastfiberarmerad sprutbetong. Användningen av luftporbildare istället för ökad mängd filler i ballasten för att motverka den vattenseparation som uppstår vid ökad mängd flytmedel uppvisade bra resultat. Hög andel filler anses även vara en nackdel ur brandsynpunkt.

Användningen av höga sättmått större än 210 mm verkar ej heller påverka sprutbetongen negativt utan bidrar istället med positiva egenskaper såsom förbättrad pumpbarhet och sprutbarhet.

Den plastfiberarmerade sprutbetongen uppvisar likvärdiga hållfasthetsegenskaper som den stålfiberarmerade. En av fördelarna med att använda plastfibrer är att avrostning i samband med krympsprickor elimineras.

Kostnaden för tillsats av plastfibrer 16 kg/m^3 var ca 1100 kr att jämföra mot kostnaden för tillsats av stålfibrer 50 kg/m^3 som var ca 800 kr. Kostnaden för tillsats av polypropylene-fibrer $2,0 \text{ kg/m}^3$ var ca 70 kr. Hållfasthetsprovningarna visar dock att en lägre dos av plastfibrer, ca 12 kg/m^3 skulle kunna vara tillräckligt, vilket innebär ungefär samma kostnad som för stålfiberarmerad sprutbetong. Dessutom är det troligt att kostnaden för plastfibrer sjunker i takt med ökad användning, medan trenden idag är att stålpriserna istället stiger.

För närvarande används plastfiberarmerad sprutbetong för bergsförstärkning av ett bergrumsgarage i Stockholm. Sprutningen utförs av Besab och arbetet beräknas vara klart under början av 2007.

BYGGANDET AV JÄRNVÄGSSTATIONEN TRIANGELN I MALMÖ – ETT BERGRUM I KALKSTEN

Construction of the underground station Triangeln in Malmö – A cavern in Limestone



*Peter Damgaard, Citytunnelprojektet
Gösta Ericson, Citytunnelprojektet
Johan Brantmark, Citytunnelprojektet*

Sammanfattning: Som en del av Malmö Citytunnel byggs ett bergsrum för en underjordisk tågstation. Den geologiska uppbyggnaden består av 60 meter tertiär kalksten som överlagras av ett 4-10 m tjockt kvartärlager lermorän. En sekvensmekanisk uttagsmetod används i kombination med grundvattensänkning. Som ett resultat av de observationer och bakåtberäkningar som gjorts hitintills kan man konstatera att de observerade mekaniska egenskaperna för bergmassan för station Triangeln har varit som förväntat eller gynnsammare. Denna artikel rapporterar de observationer som gjorts efter uttaget av centrumtunneln och sidotunnlarnas galleri.

Abstract: As part of the Malmö Citytunnel a rock cavern for an underground railway station is being constructed. The geological frameset is a 60 m thick layer of Tertiary, limestone with a 4 - 10 m thick quaternary layer of Clay Till above. A sequential mechanical excavation method is used in combination with ground water lowering. As a result from the observations and back analysis that have been done so far it can be stated that the mechanical properties has been as expected or better for Triangeln. The paper reports the findings after completion of the pillar tunnel and top heading of the side tunnels.

1. Citytunneln i Malmö

Projektet omfattar ca 17 km järnväg vilket delvis innefattar två stycken 6 kilometer långa parallella tunnlar under centrala Malmö. 4,5 km tunnel borraras med EPB TBM-teknik och resterande del utgörs av betongtunnel som schaktas från markytan. Malmö C byggs ut med en underjordisk del, som får fyra spår och två mellanliggande plattformar. Station Triangeln byggs som en bergrumsstation under mark och får två spår och en mellanliggande plattform. Station Hyllie placeras ovan mark och får fyra spår och två mellanliggande plattformar.

Citytunneln började byggas år 2005 och beräknas vara klar år 2011.

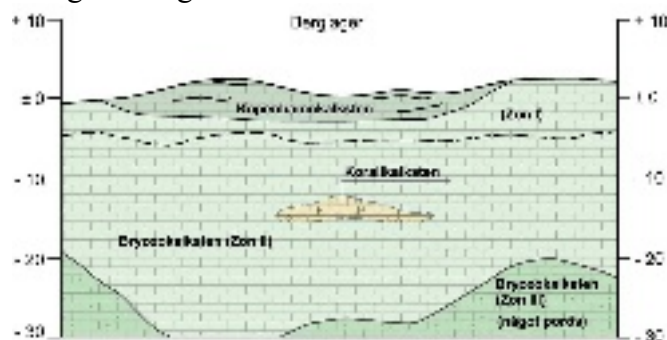
1.1 Station Triangeln

Station Triangeln kommer att vara placerat mitt i det butiks-, bostads- och kulturtäta området runt Triangeln. Stationen byggs som en underjordisk bergrumsstation med två spår och en mellanliggande plattform. Själva bergrummet som ligger cirka 25 meter under markytan blir 28 meter brett och 12 meter högt. Plattformen med sina två spår blir 250 meter lång och 14,5 meter bred. Stationsrummet avgränsas med ett innertak cirka 5 meter över plattformen. De två uppgångarna placeras i vardera änden av bergrummet, där även rulltrappor och hissar ska finnas.

2. Berggrundens geologiska egenskaper

Malmöregionen ligger inom den sk Dansk-Polska Sänkan, en depression i urberget, som är utfyllt med sedimentära berglager. De sedimentära berglagren i regionen, som bildades för cirka 65 miljoner år sedan, är från den tertiära tidsepoken och har en mäktighet på cirka 2000 meter.

Som framgår av figur 2.1 nedan så höjer sig bergnivån någorlunda likformigt med cirka 5 meter i sydlig riktning i Triangelområdet.



Figur 2.1 Principiell berglagerföljd i Triangelområdet (*General Geological section in the Triangel area*)

Köpenhamnskalkstenen som är lokaliserad i de övre metrarna av kalkberget är kraftigt uppsprucken och vattenförande kalksten som motstått den glaciala erosionen. Köpenhamnskalkstenen karakteriseras av en relativt horisontell lageruppbyggnad där de ingående lagren växlar i hårdhet från helt lösa till mycket hårda.

Berggrunden vid Triangelområdet består framförallt av Bryozokalksten med inslag av koralkalksten och konglomerat. Bryozokalkstenen har fått sitt namn på grund av att

kalkstenen till övervägande del är uppbyggd av bryozoer (bryozo = mossdjur). Bryozokalkstenen är lagrad i bankar där bankarna i sig är uppbyggda av lager med varierande hårdhetsgrad (calcitcement), och med varierande innehåll av bryozoer i de olika delarna av bankarna. Mellan Bryozobankarna kan det förekomma korallkalksten som är en mycket hård och massiv kalksten utan flinta. Kalkstenens sprickighet har visat sig vara relativt låg och dens huvudsakliga hårdhetsgrad är mellan 5 och 25 MPa.

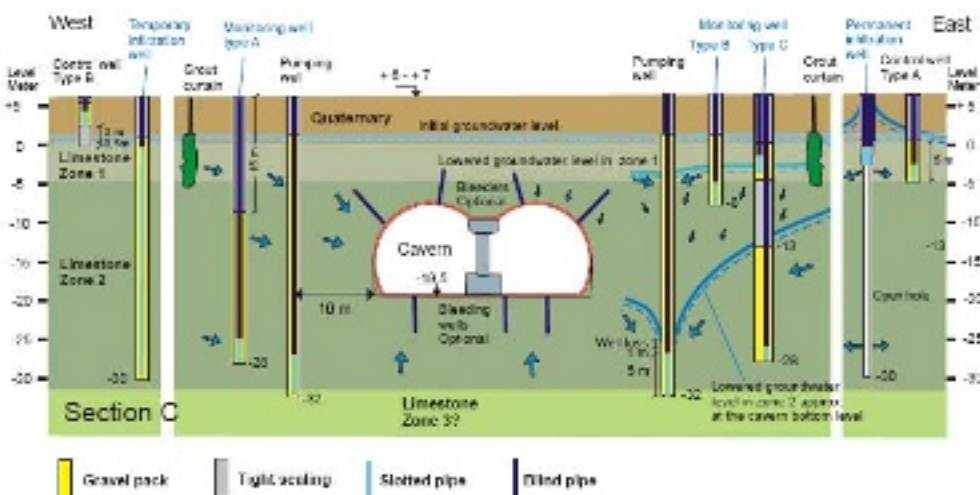
3. Byggmetod

Station Triangeln byggs utefter en byggmetod som benämns *The New Austrian Tunneling Method* (NATM). Filosofin bakom NATM metoden är att man integrerar bergmassans beteende under belastning med övervakning av rörelser i konstruktionen under byggandet. Vid byggandet av station Triangeln används både det officiella namnet *New Austrian Tunneling method* och benämningen *Sequential Tunneling Method* (STM). STM metoden är väl beprövad för tunnelbyggande i jord och berg. På grund av dens flexibilitet är metoden tillämplig för byggandet av långa bergrum med liten bergtäckning.

För detta projekt har speciella utgrävnings- och förstärkningsklasser utvecklats för drivning av bergrummet. Dessa klasser gör att utgrävningen av stationsrummet är säker. Den avgörande delen i STM arbetet är den kontinuerliga mätningen av markens och förstärkningarnas deformationer. Numeriska beräkningar görs för att skaffa sig kunskap om bergrummets stabilitet och förstärkningsbehov.

3.1 Grundvattensänkning

En förutsättning för byggandet av undermarksanläggningen efter NATM metoden är att grundvattnet sänks temporärt. Ett temporärt grundvattensystem har därför installerats vilket består av ett stort antal pump- och återinfiltrationsbrunnar. I figur 3.1 nedan visas en principiell sektion över station Triangelns grundvattensystem.



Figur 3.1 Principiell sektion över station Triangelns grundvattensystem som visar den temporära grundvattensänkning och brunnarnas djup och placering (*General section through Triangeln station which shows the temporary groundwater lowering system*)

För ytterliggare information angående grunden vid station Triangeln hänvisas till 2006 års beräkningar.

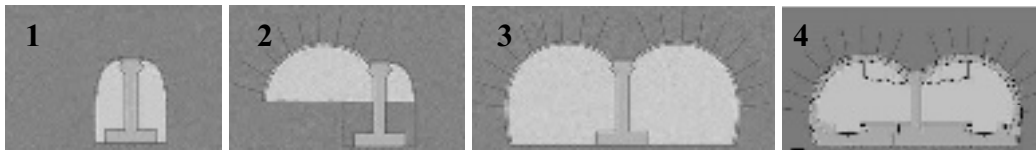
3.2 Uttagsmetod

För att bygga station Triangeln har två vertikala schakten utgrävt från toppen av arbetsområdet. Inledningsvis har schakten utgrävts i berggrundsområdet. För att hålla isär schaktväggarna används en kallade stämp, vid två nivåer. Vid stämpnivåer används en betongbalk gjutets mot schaktväggen. Samtidigt används en teleskoparm i schakten. När de vertikala schakten färdigställs används de som stationsrummet. Detta sker genom etappvis utgrävning. Arbetet görs med en roadheader, en maskin med teleskoparm.

Fakta om Roadheader:

- total vikt 135 ton
- totallängd 18,2 meter
- bredd 4,5 meter
- höjd 6 meter
- motorernas sammanlagda effekt cirka 750 hk
- drivmedel, el eller diesel
- två roterande fräshuvud med sammanlagt 114 tänder fräser ut berg

Till en början fräste Roadheadern sig ner för att nå rätt nivå som motsvarar botten av centrumtunnelns galleri. Sedan började schaktning och utfräsning av en centrumtunnel i mitten av stationsrummet. Beroende på de geologiska förutsättningarna varvades fräsningsarbetena med förstärkning av centrumtunnelns väggar och tak med hjälp av sprutbetong och bergbultar. När Roadheadern är i drift beräknas den fräsa ut cirka 5-10 meter/dygn. Efter att centrumtunneln färdigställdes började gjutningsarbetet med den permanenta förstärkningen som består av fundament och takbalk med bärande pelare i mitten av stationen. Mittpelarna är cirka 5 meter höga, 1,5 respektive 3 meter breda eftersom de är ovalt formade. När mittpelarna var färdiggjutna startade bergguttaget av själva tunnarna i stationsrummet vilket skedde i etapper med fräsning i sid- och höjddled. Även här varvas arbetena med förstärkning med hjälp av sprutbetong och bergbultar. Indriften har normalt varit mellan 1,5 och 2,5 m per omgång varefter förstärkningsarbetena utförts. Uttaget av respektive etapp är indelat i galleri och pall. I skrivandets stund är den östra sidotunnelns galleri färdig fräst och man har nu kommit cirka halvvägs på det västra galleriet. Uttaget av tunnarna beräknas vara färdigt under våren 2007.



Figur 3.2 Uttag av station Triangelns bergrum (*Construction sequences for rock cavern*):

1. Pelartunneln fräses ut och förstärks med bottenplatta, bärande pelare och takbalk
2. Därefter fräses sidotunnlarna ut
3. Bergrumsschakten färdigställd med temporär förstärkning där
4. Bergrumsstationens slutliga inklädnad påbörjas när TBM passerat stationen

3.3 Förstärkningsmetod

För varje uttagsetapp har tre drivnings/förstärkningskriterier projekterats. Indrivningslängden för samtliga förstärkningskriterier är ca 2 meter. Den lägsta förstärkningsklassen består enbart av sprutbetong. Vid uttag av sidotunnlarnas galleri har förstärkningen i huvudsak utförts efter klass 2 enligt nedan:

1. Utgrävning med roadheader ca 2 meter
2. Stöd av valv med 250 mm sprutbetong (typ: C25/30) armerad med ett lager armeringsnät.
3. Montering av bergbultar (Boltex, L=4 m, Avstånd=1m/2.5m)

Närmast schakten förstärks tunneln ytterligare genom att gitterbågar monteras och sprutas in. Ett krav vid drivning av sidotunnlarna har varit att betonghållfastheten skall vara minst 40 MPa i pelare och takbalk.

3.4 Numeriska beräkningar

Som en del av projekteringen har bergmekaniska analyser gjorts genom att modellera uttaget av bergrummet i en icke-linjär konstitutiv kontinuum modell. Beräkningsresultaten från modellen jämförs och verifieras sedan mot verkligt uppmätta data. De geotekniska parametrar som använts i modellen beskrivs i tabell 4.1 nedan. Huvuddelen av det komprimerade valvet är lokaliserat i bergförhållanden som definieras som material nr. 5.

Tabell 3.1: Karakteristiska jord/berg egenskaper som användes i designen. Alla material förväntas vara isotropiska. (*Characteristic soil/rock properties used in the design. All material are assumed to be isotropic*)

Soil/rock Type	γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	c (kN/m ²)	φ (kN/m ²)	ψ
Generalized Class. Factor	~	1/0		1/0	1/0	
Rocky Class. Factor	~	1/0		1/0	1/0	
Clay	1	22	75	0,0	32	30
Coarse-grained sandstone	2	22	90	0,0	48	100
Granite	3	20	40	0,0	27	30
Massive limestone Type 1	4	21	110	0,0	48	100
Bedded limestone Type 1/2	5	21	100	0,0	48	100
Dolomite limestone Type 2	3	9	90	0,0	40	500

Baserat på beräkningar med ovanstående geotekniska parametrar förväntades deformationerna vid uttag av pelartunnelns galleri ligga inom 2 mm. De horisontala rörelserna förväntades vara försvinnande.

Vid uttag av pelartunnelns pall beräknades den totala vertikala förskjutningen av taket vara ca 3mm. De horisontella rörelserna beräknades till ca 1-2 mm i toppen av pallen/botten av galleriet medan de horisontella deformationerna i de nedre delarna av pallen beräknades till 2 mm.

3.5 Övervakningsprogram

Designen och uttagsmetoden vid station Triangeln är baserat på observationer. Övervakningsprogram har därför utvecklats för att erhålla tillräcklig mängd data. Resultatet av programmen ger detaljerad information om förstärkningens effektivitet under byggandet. En viktig del är även att grundvattensänkningen övervakas och dokumenteras. Informationen behövs för att förhindra skador på utrustning, miljön, konstruktioner under och över mark och för att bibehålla säkerheten för personal.



Figur 3.3 Bilden visar reflekterande mätpunkter vid uttag av centrumtunneln (*The picture shows reflected monitoring points in the pilartunnel*)

Målet med övervakningsprogrammet är i första hand att upptäcka rörelser under schaktningsprocessen och under grundvattensänkningen, att bekräfta att rörelserna har avstannat och inte överstiger uppsatta gränsvärden. De två huvudövervakningssystemen är ytmätning och underjordiska mätningar. Mätningarna omfattas av 3-D rörelser i konstruktionen och byggnader, avvägning av byggnader och installerade markytpunkter, vertikala utvidgningsmätare (extensometrar), vertikala lutningsmätare och nivåvisare.

Under schaktningsarbetet vid Triangeln avvägs och jämförs ytmät punkter och byggnader med stabila fixpunkter. Dessutom installerades ett antal trippel-extensiometrar från ytan. Ytterligare punkter på känsliga byggnader mäts och kontrolleras med totalstation.

Under den horisontella schaktningen av NATM-tunneln mäts konvergens, divergens, sättningar och 3D-mätningar med totalstation i konvergensbultar i tunnelväggen.

3.6 Tolkning av mätningar

Uppmätta deformationer jämförs kontinuerligt med förväntade värden av en ansvarig person på plats. För att påskynda besluten och för att undvika missförstånd har tre deformationsnivåer tagit fram:

- Nivå 1: de uppmätta deformationerna är lägre än de beräknade. Inga åtgärder krävs därför att den teoretiska modellen är giltig utan restriktion.
- Nivå 2: deformationerna har överskridit nivå 1 gränsvärdet men är fortfarande acceptabla utan risk för skador på konstruktionen eller tredje part.
- Nivå 3: deformationerna har överskridit nivå 2 gränsvärdet och är inte acceptabla. Ytterligare mätningar och eventuell ytterligare förstärkning krävs.

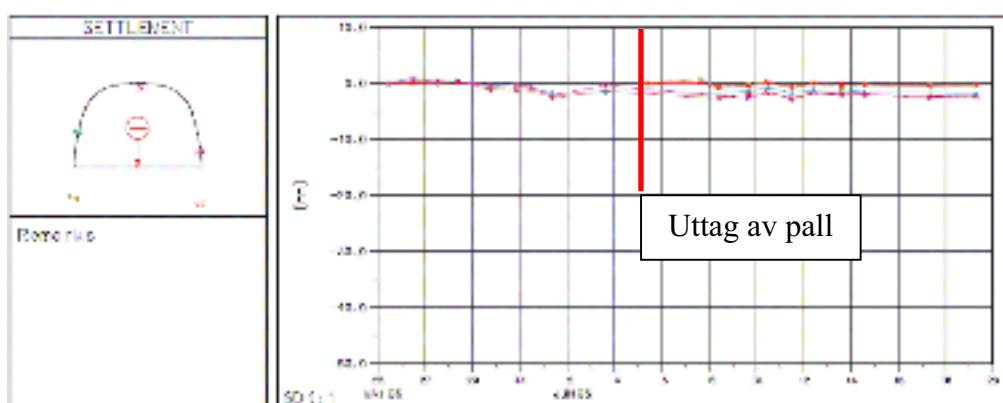
Ett tillägg till deformationsnivåerna är att speciell uppmärksamhet ges till tidsrelaterade deformationer. Om inte deformationerna konvergerar mot ett konstant värde för varje uttagssekvens skall utvärdering angående mätfel eller ytterligare förstärkning ske.

4. Bakåtberäkning baserat på mätdata

I detta kapitel jämförs och analyseras numeriska beräkningar mot verkligt uppmätt data. Beräkningarna för uttag av sidotunnlarnas galleri baseras på de observationer som gjorts vid uttag av pelartunneln. I kapitel 4.1 presenteras de mätresultat som gjorts vid uttag av pelartunneln och i kapitel 4.2 presenteras de bakåtberäkningar som gjorts för uttaget av sidotunnlarna.

4.1 Mätresultat vid uttag av pelartunneln

Den vertikala deformationen i pelartunnelns krona visade sig vara elastisk och är uppmätt till ca 1-2 mm och om man tar hänsyn till den totala deformationen blir den totala elastiska deformationen ca 2-3 mm.



Figur 4.1 Deformationer på tunnelranden 82 meter från det södra schaktet. Deformationerna ges i mm. (*Deformation plot of the outer lining as measured 82 meters from the southern shaft. Deformations are given in mm*)

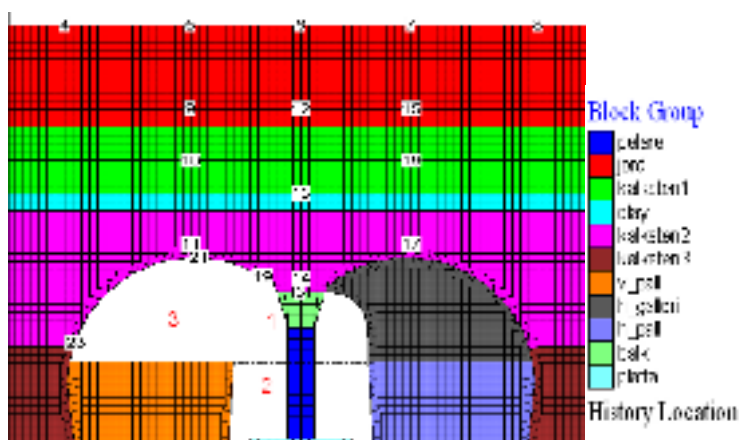
Det är i de flesta fall en god korrelation mellan uppmätt och beräknad vertikal deformation för pelartunneln. Däremot är variationen i den uppmätta förskjutningen större i den norra delen av centrumtunneln än i resten av tunneln. Generellt är den elastiska deformationen i hjässan ca 0-8 mm.

Med undantag av den nordligaste delen visar erfarenheten vid uttag av pelartunneln att korrelationen mellan FEM modellen och de verkliga uppmätta deformationerna är goda.

4.2 Beräkningsresultat för uttag av sidotunnelarna

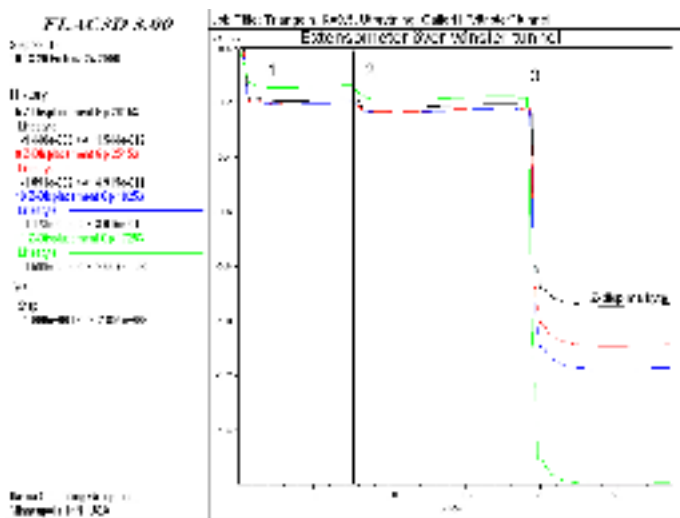
Med erfarenhet från uttaget av pelartunneln har beräkningar för uttag av sidotunnelnars galleri gjorts. Modellsimuleringar för uttaget av sidotunnelnarna har utförts av Olle Olofson (Banverket) i programmet FLAC 3D med två olika värden på förhållandet vertikal/horisontalspänningar, $k=0.5$ och $K=2.0$.

Generellt så fås större sättningar och mindre horisontella rörelser med lägre horisontalspänningar ($K=0.5$). Figur 4.2 visar mätpunkternas lokalisering i modellen och figur 4.3 visar den beräknade totala deformationen för en extensometer i modellen. Punkt 5 visar mätpunkt i markytan, punkt 9 visar mätpunkt i jordlagret, punkt 10 och 11 visar mätpunkter i kalkstenen.



Figur 4.2 Uttagssekvens 1-3 och modellens mätpunkter 2-23 (*Excavation sequence 1-3 and monitoring points 2-23 in model*)

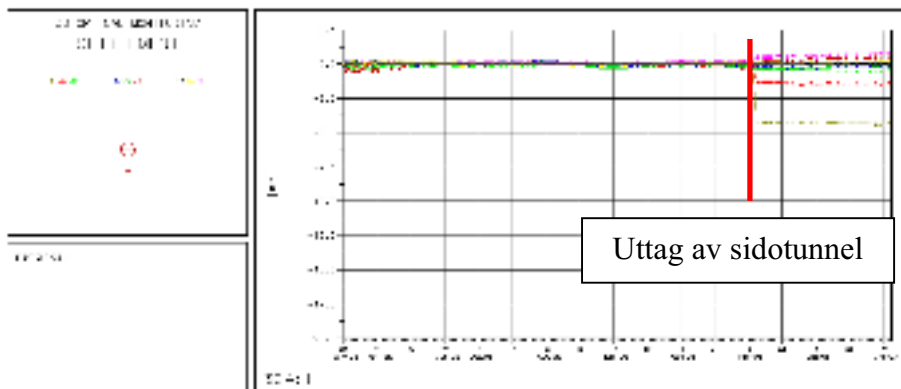
Figur 4.3 nedan redovisas modellerad deformation vid uttag av den vänstra sidotunnelns galleri, uttagssekvens 3 enligt figur 4.2. Vid uttagssekvens 3 beräknades den totala deformationen i mätpunkt 9 till 11 mm, mätpunkt 10 till 12 mm och för punkt 11 beräknas deformationen till 16mm.



Figur 4.3 Den beräknade totala deformationen för en extensometer i modellen. Punkt 5 markpunkt (svartlinje), punkt 9,10 och 11 extensometer. *(Calculated total deformation for an extensometer in the model. Point 5 ground point, point 9,10 and 11 extensometer)*

4.3 Mätresultat för sidotunnlarna

Vid uttag av sidotunnlarna har deformationen visat sig vara högre i norra änden av bergrummet och den högsta deformationen som har uppmäts i en extensometer är ca 4 mm. Om man tar hänsyn till markytans deformation (ca 9.5 mm) blir den totala deformationen ca 14 mm.

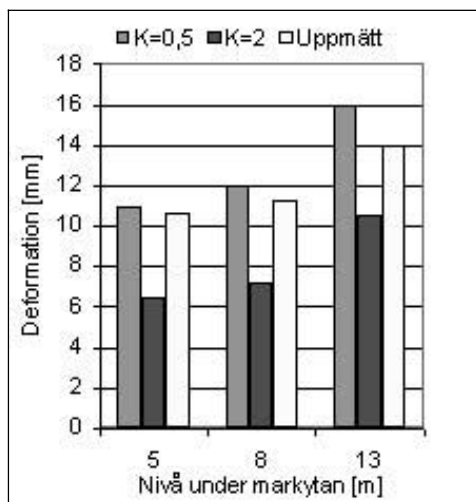


Figur 4.4 Uppmätt deformation i extensometer vid uttag av sidotunnelns galleri *(Measured deformation in extensometer at the time when the first sidotunnel was excavated)*

En sammanställning över de beräknade och uppmätta deformationerna vid uttag av den ena sidotunnelns galleri kan ses i tabell 4.2 och figur 4.5 nedan.

Tabell 4.2 Sammanställning över beräknade och uppmätta deformationer
(*Compilation of calculated and measured deformations*)

Punkt	Nivå under markyta [m]	Total deformation (markyta inkluderad) [mm]		
		Beräknad K=0,5	Beräknad K=2	Uppmätt
9	5	11	6,5	10,6
10	8	12	7,2	11,3
11	13	16	10,5	14



Figur 4.5 Stapeldiagram över beräknade och uppmätta totaldeformationer. Vid beräkning har två olika värden på förhållandet vertikal/horisontal-spänningar använts, $k=0.5$ och $K=2.0$. (*Diagram with calculated and measured deformations*)

5. Slutsats

Som ett resultat av de bergtekniska observationer som gjorts hitintills kan man konstatera att de mekaniska egenskaperna för Triangeln har varit som förväntat, i vissa fall gynnsammare.

- Kalkstenen är in-situ mindre uppsprucken än vad förundersökningarna visar.
- Det har visat sig att den icke linjära konstitutiva kontinuum modellen beskriver bergmassan väl.
- En relativt bra passning för uttaget av sidotunnlarnas galleri fås för modellen med $K=0.5$.
- Elastisk respons uppmätt → Hållfastheten sannolikt större än ansatt. Ansatt E-modul på 1.6 GPa är i rätt nivå
- I figur 4.4 kan man se att deformationerna uppkommer momentant efter uttag av sidotunnelns galleri. Inga rörelser framför tunnelranden. Bergförstärkningen fungerar väl och är ej överbelastad

VÄSTLÄNKEN, JÄRNVÄGSTUNNEL UNDER GÖTBORG, TBM TEKNIK SOM ALTERNATIV TILL SLITSMURAR I GÖTEBORGLERA

The Västlänken project, railway tunnel in Gothenburg, TBM technology as an alternative to diaphragm walls in Gothenburg marine clay

Lars-Olof Dahlström, NCC Teknik

Peter Lundman, Banverket

Bengt Ludvig, Geosigma

SAMMANFATTNING

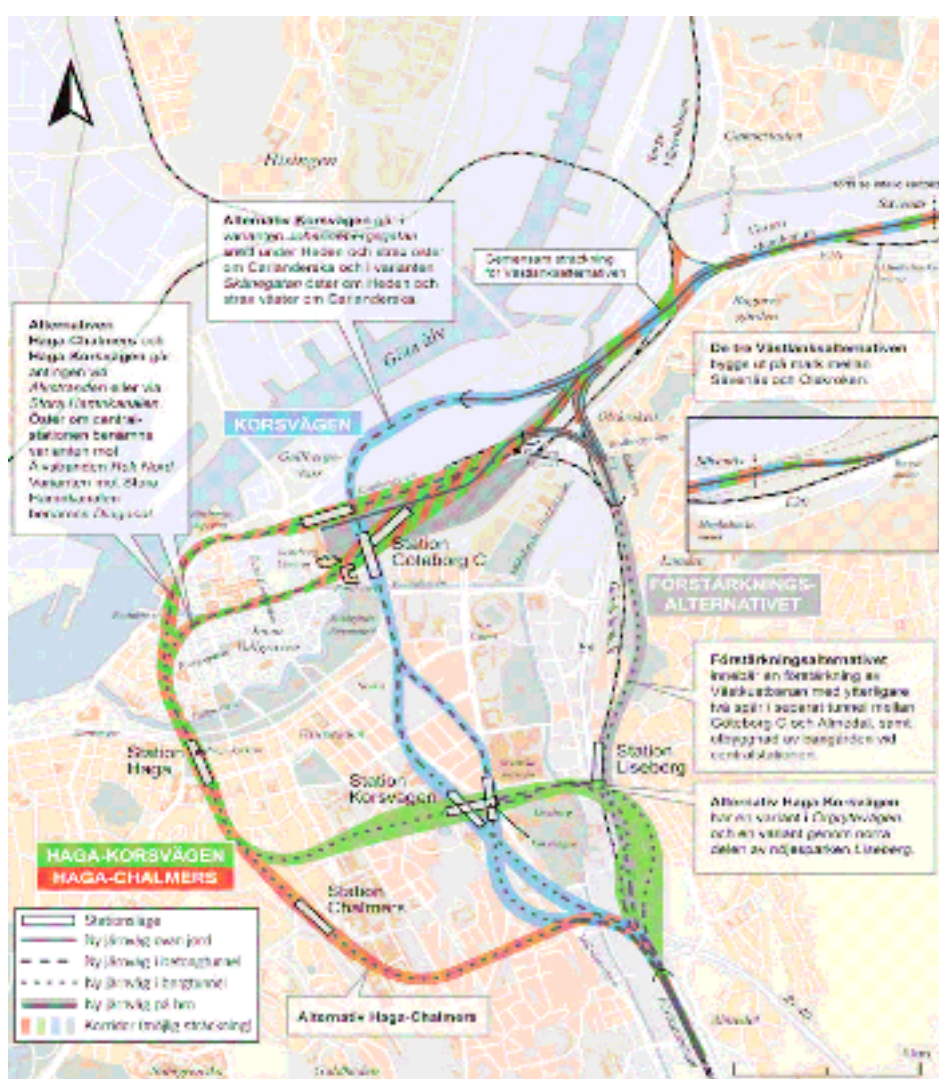
Kapaciteten vid Göteborgs Central är idag fullt utnyttjad. För att tillgodose möjligheten för en gynnsam utveckling för regionen behöver kapaciteten ökas. I en förstudie 2002 presenterades en tunnel för genomgående trafik under centrala Göteborg, det s.k. Västlänken projektet. Våren 2006 presenterades järnvägsutredningen för ett antal remissinstanser, som hade att ta ställning till tre sträckningsalternativ. I jord har på grund av de stora schaktdjupen huvudsakligen slitsmursteknik förespråkats. För delar i berg rekommenderas konventionell borr-/ sprängteknik. En utredning pågår för att undersöka möjligheten att kunna tillgodogöra sig slitsmurarna i det permanenta skedet. Som ett alternativ till betongtunnlar har en studie gjorts för att undersöka om det är tekniskt och ekonomiskt möjligt att bygga järnvägstunnlarna i leran under Göteborg med TBM teknik. Studien visar att TBM-teknik i jämförelse med öppna schakt och slitsmursteknik är klart konkurrenskraftig. Med hänsyn tagen till andra fördelar som minimala störningar i stadsbilden och miljön, så blir det uppenbart att TBM teknik är ett intressant alternativ.

SUMMARY

The capacity at the Gothenburg Central Station is today utilized to its maximum. In order to facilitate a favourable development of the region, an increase of the capacity is required. In a pre-feasibility study in 2002 a tunnel under Gothenburg was proposed. And in spring 2006 a feasibility study for three alternative routes was presented to the authorities for considerations. Due to the deep shaft, diaphragm walls have been recommended. Studies are performed to investigate the possibility to consider the diaphragm walls as a part of the permanent construction. As an alternative to “cut & cover” techniques, the possibility to use TBM technique in the clay formation has been investigated. The investigation shows that the TBM technique is competitive, compared to diaphragm walls. If consider other advantages such as less disturbance on ground surface and environmental concerns, it's obvious that the TBM technique may be an interesting alternative.

VÄSTLÄNKEN

Västlänken är ett projekt, som möter de politiska målen att öka kollektivresandet, möjliggöra en gynnsam utveckling av regionen och samtidigt minska miljöbelastningen, kort sagt ett projekt i tiden. Västlänken är en tågtunnel under centrala Göteborg som binder samman pendeltågstrafiken till genomgående linjer och ger nya stationer i staden. Med Västlänken blir det lättare att resa; trafiken blir tätare, restiderna kortare och resenären kan nå fler ställen, utan att behöva byta färdmedel. Västlänken bidrar också till en hållbar stads- och regionutveckling, marken kan utnyttjas på ett mer effektivt sätt och biltrafiken till och från Göteborg kan minskas, vilket ger en renare luft. Järnvägsutredningen var klar under våren 2006 och skickades då ut på remiss. I utredningen presenteras tre alternativa sträckningar med olika stationslägen, se figur 1.



Figur 1. Figuren visar de tre alternativa sträckningar för Västlänken
Figure showing the three alternative routes for Västlänken

De alternativa sträckorna under staden bestäms efter de nya stationernas lägen. Vid utredningen av TBM som en möjlig byggmetod har det alternativ där tunneln huvudsakligen går i lera studerats närmare, dvs. alternativ **Korsvägen**, som går från Sävenäs till Almedal via Centralstationen och Korsvägen. De övriga alternativen är

- **Haga – Korsvägen**
- **Haga – Chalmers**

Förutom dessa tre alternativ har även ett alternativ med kvarvarande ”säckstation” med ökad kapacitet utretts, det s.k. förstärkningsalternativet eller nollalternativet.

Alla alternativen går i gemensam sträckning från Sävenäs till Olskroken. Från Olskroken skiljer sig sträckningarna åt något beroende på vilken orienteringen av Centralstationen man väljer. I nuläget planeras enligt järnvägsutredningen, tunneln att starta ungefär i höjd med Skansen Lejonet. Om man väljer TBM teknik för att bygga järnvägstunneln, blir det mer gynnsamt om tunneln förlängs åt öster till Sävenäs. Därmed erhålls en betydligt längre sträcka med planskildhet.

De två alternativen **Haga – Korsvägen** och **Haga – Chalmers** går antingen längs södra Älvstranden eller i Stora hamnkanalen.

Alternativ **korsvägen** som valts för att utreda TBM teknik som alternativ byggmetod går direkt från Centralstationen till Korsvägen via Heden och Johannebergsgatan alternativt i Sten Sture gatan och i Skånegatan.

Förstärkningsalternativet innebär i princip att nuvarande stationsläge vid Centralen behålls och att bangården vidgas.

För en mer detaljerad beskrivning av alternativen, dess möjligheter och konsekvenser finns i Järnvägsutredningen. Järnvägsutredningen inklusive underlagsrapporter finns att ladda ner på www.banverket.se under projekt västlänken rubriken ”material”.

GEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

De geologiska förutsättningarna mellan alternativen skiljer sig huvudsakligen mellan hur mycket berg alternativt lera som ingår i sträckningarna.

Från öster fram till Centralstationen kommer samtliga sträckningar utföras i lera.

Alternativen Haga - Korsvägen och Haga - Chalmers kommer från Centralstationen fram till Stora Hamnkanalen huvudsakligen utföras i lera, dock förekommer mindre partier längs delsträckan där bergschakt erfordras. Från Stora Hamnkanalen kommer alternativen dras i berg, med undantag av en kortare sträcka om några hundra meter under Vallgraven strax innan Station Haga som ligger i berg om än dock med liten täckning.

Alternativ Korsvägen under Heden kommer enbart att dras i lera fram till Berzeliigatan innan Station Korsvägen, som kommer att ligga i berg. Alternativ Korsvägen i Skånegatan, medför ett parti bergschakt nära Korsvägen och att stationen kommer att byggas i lera. Detta alternativ är mindre lämpligt på grund av fler övergångar mellan jord och berg.

I Tabell 1 redovisas fördelningen mellan lera och berg i de olika alternativen.

Tabell 1. Längdfördelning jord/berg i de olika alternativen

Distribution of soil/rock along the alternatives

Alternativ	Längd i lera	Längd i berg	Total längd
Haga – Korsvägen via Älvstranden	5093 m	3520 m	8613 m
Haga – Korsvägen via St Hamnkanalen	5000 m	3400 m	8400 m
Haga – Chalmers via Älvstranden	5100 m	3275 m	8375 m
Haga – Chalmers via St Hamnkanalen	5000 m	3150 m	8150 m
Korsvägen via Johannebergsgatan Studerat TBM alternativ	5550 m	1000 m	6550 m
Korsvägen via Skånegatan	6025 m	650 m	6675

Leran är marint avsatt och egenskaperna varierar något över sträckan huvudsakligen beroende på djup, men generellt är leran i allmänhet lös eller mycket lös och normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad. Lerdjupen varierar från några meter ner till ca 100 m. Längs alternativ Korsvägen är lermäktigheten tillräcklig för en sammanhängande TBM tunnel ca 85 % av den totala längden.

I vissa områden underlagras leran av mäktiga lager med friktionsjord som ställvis bedöms som mycket vattenförande. Vid mindre lerdjup kommer detta att påverka schaktningen, framförallt vid schakten söder om station Korsvägen.

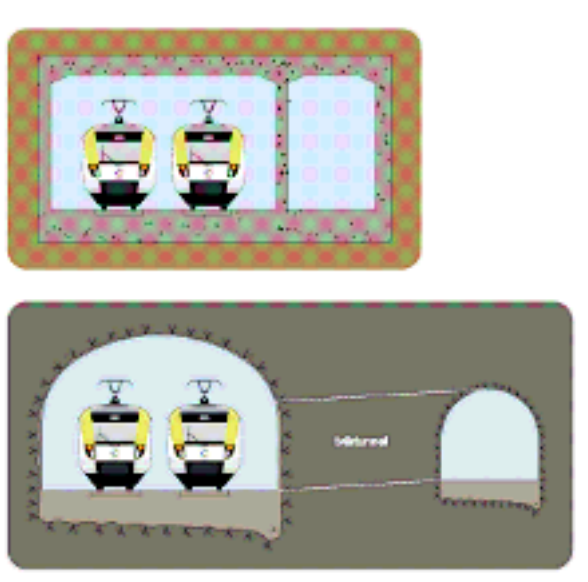
Jordlagren underlagras av en kristallin bergmassa bestående av gnejs eller ådergnejsomvandlad granodiorit. Men benämns vanligen som ”gnejs” eller ”Göteborgsgnejs”. Inslag av gångbergarter som diabas, pegmatit etc. förekommer frekvent, men påverkar normalt inte bergmassans stabilitet nämnvärt vid tunneldrivning. Normalt är berget av bra kvalitet, generellt med tre sprickgrupper och en enaxiell hållfasthet som varierar mellan 150 till 250 MPa.

UTFORMNING

Tunnlar

I järnvägsutredningen har Västlänken föreslagits utformas med två spår. Om tunnelarna byggs som dubbelspårstunnel enligt Figur 2, behövs en parallell tunnel för utrymning

och service. I järnvägsutredningen har dubbelspår förutsatts, men även alternativet med två enkelspårstunnel har studerats, där endera av dessa kan fungera som utrymningsväg via tvärförbindelser. Bergtunnelns normalsektion planeras med en bredd 12,6 m och höjden från rök till innertaket 6,5 m. Normalsektionen för en jordförlagd betongtunneln har förutsatts få en konstruktionsbredd 20,6 m och konstruktionshöjden 9,15 m (från rök till innertak 6,3 m).



Figur 2. Utformning av dubbelspårstunnel i betong och berg.
Typical cross section of double track tunnel, cut & cover- and rock.

För TBM alternativet föreslås två tunnelrör med 9 m diameter. Den minsta jordtäckningen över tunnelrören är en tunneldiameter, dvs. 9 m och minsta avståndet mellan tunnelrören är ca fem meter, anpassat till Centralstationen.

Stationer

Göteborgs central förutsätts bli en fyrspårsstation som utförs i en betonglåda i leran med längden 250 meter och bredden 60 m. Övriga stationer utförs som tvåspårsstationer helt i berg, helt i jord eller delvis berg och delvis jord.

I TBM alternativet föreslås station Korsvägen byggas helt i berg under Johannebergsgatan strax väster om Korsvägen.

BYGGMETODER

Bergtunneln har i järnvägsutredningen förutsatts komma att drivas med konventionell borrhings- och sprängningsteknik.

De principiella byggmetoder som studerats för tunnel i jord är dels byggande i öppna schakt från markytan ("cut & cover") och dels TBM teknik. I järnvägsutredningen har man valt att förutsätta en generell tillåten största sättning, i stället för att relatera tillåtna rörelser och påverkan på omgivningen till specifika områden. Största tillåtna horisontella rörelse har valts till 5 cm, liksom den största tillåtna vertikala sättning på markytan. I ett tidigt skede bedömdes tunneldrivning med TBM i lös jord som mindre lämplig och tekniska och ekonomisk ofördelaktig, varför enbart byggande i form av "cut & cover" rekommenderades.

Efter järnvägsutredningen har Banverket velat komplettera utredningen avseende möjligheten att tillämpa TBM teknik i "Göteborgsleran". Metoden har använts och används i liknande jordar internationellt.

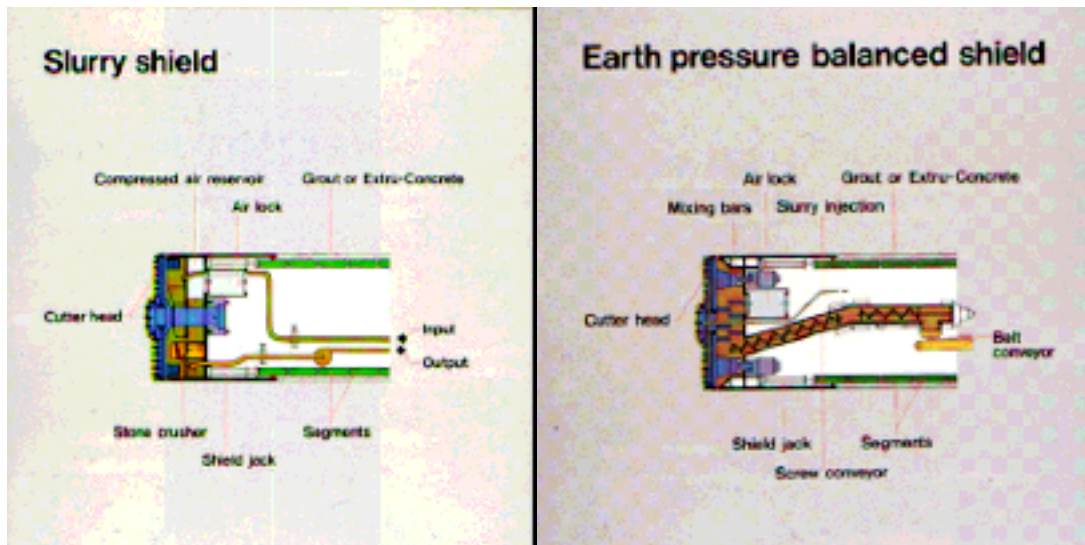
Cut & Cover

Schakterna för Västlänken blir ca 10 till 25 meter djupa och ca 25 till 60 meter breda i huvudsakligen lös lera. För att begränsa påverkan på befintliga byggnader och anläggningar som är känsliga för horisontella och vertikala rörelser krävs därför mycket starka, styva och täta konstruktioner för att stabilisera schakten och förhindra uppkomsten av skadliga rörelser. Den temporära stödkonstruktionen kvarlämnas i jorden men ingår inte som bärande del i den färdiga konstruktionen. Som stödkonstruktioner har förutsatts stålspont och slitsmurar. Internationellt tillåts normalt slitsmurar att ingå som bärande del i den färdiga konstruktionen, vilket har stora ekonomiska fördelar. Av denna anledning har Banverket, Vägverket och NCC initierat en utredning för att studera slitsmurar som permanenta konstruktioner.

TBM

Valda förutsättningar där man valt en generell största sättning i kombination med konservativa bedömningar avseende "volume loss" och konsolideringssättningar orsakade av portrycksvariationer gjorde att metoden i ett tidigt skede inte rekommenderades i järnvägsutredningen.

Vid ett senare skede bestämdes att TBM-tekniken skulle utredas närmare i en kompletterande utredning. Frågor som skulle besvaras var val av maskintyp, "slurry – TBM" eller "EPB – TBM" (Earth Pressure Balance), se Figur 3., risk för stabilitetsproblem, lämpligt stufftryck och storlek på sättningar, tidplan och kostnadsbedömning. För att ytterligare bekräfta metoden, dess möjligheter och tillförlitlighet i "Göteborgslera" utfördes en granskning där resultaten från utredningen bekräftades.



Figur 3. Skiss av en slurry- och en EPB- TBM
Sketch of a Slurry- and an EPB shield

Vid val av maskin tar man bl.a. hänsyn till jordens homogenitet i och utanför tunneln. Under de geotekniska förutsättningar som gäller för alternativ korsvägen, dvs en relativt homogen lerformation i och utanför tunnelrören bedöms en EPB maskin vara mest lämplig.

Sättningar orsakade av en TBM-maskin i lera är summan av:

- Sättningar till följd av "Volume loss"
 - Obalans i mottryck
 - Radiell deformation pga. skillnad i diameter mellan sköld och betongelement
- Sättningar till följd av konsolidering
- Sättningar pga. ökad krypning

Begreppet "volume loss" innebär att uttaget av material är större än tunnelvolymen inklusive betongelement. Om mottrycket är för lågt ökar sättningarna medan om det är för högt kan orsaka hävning. Ett för högt mottryck kan även innebära plasticering av jorden framför fronten. En sådan störning av leran kan orsaka ökade konsoliderings- och krypsättningar. Vid framdrift i leran monteras betongelement i skölden bakom huvudet. Eftersom skölden har en viss tjocklek innebär det att betongelementens yttre radie är mindre än skölden, varför alltid en viss radiell deformation kommer att uppstå.

Vid framdrivning av maskinen genereras portryck som leder till konsolideringssättningar. Hur stora dessa portryck blir beror till stor del i vilken utsträckning som ett optimalt mottryck uppnås. En annan orsak till sättningar är

rekonsolidering av den störda zon som bildas mellan sköld och lera vid framdrift. Det är angeläget att i största möjliga mån begränsa storleken på denna zon.

Baserat på jordegenskaper och internationell erfarenhet har en uppskattning på volymminskning utförts, tabell 3. Vilket för två parallella tunnlar med 9 m diameter och ett avstånd mellan tunnlarna på 9 m och ett djup skulle i motsvara en total största sättning mellan 5 och 10 cm, då tunneln har en täckning av 9 m, vilket är det värsta fallet för Västlänken. Den maximala sättningen sker rakt över tunnelrörets centrum och avtar hastigt med horisontellt avstånd från centrumlinjen. Sättningen pga. "volume loss" kan mycket väl bara vara ca 25% av den maximala sättningen redan tio meter vid sidan om centrumlinjen.

Tabell 3 Bedömning av minsta respektive största "volume loss" för bestämning av storlek på sättning och utbredning.
Estimation of minimum and maximum volume loss, for determination of settlement and its distribution.

	Värsta fall	Bästa fall
Initiell deformation (volume loss)	1,5 %	0,5 %
Konsolidering	1,5 %	1,0 %
Summa	3,0 %	1,5 %

Resultatet från den kompletterande utredningen visade att för alternativ Korsvägen var inte bara tekniken med en EPB- TBM möjlig, utan även ekonomiskt fördelaktig, och då endast med hänsyn till anläggningskostanden. Utredningen bör kompletteras med en analys där man beaktar värdet av alla fördelar med TBM-teknik, så som tillgänglighet till staden och inga störningar på markytan med avstängningar, inga temporära trafikomläggningar och miljövinster.

LITTERATUR

Järnvägsutredning inklusive miljökonsekvensbeskrivning (MKB). Västlänken en tågtunnel under Göteborg www.banverket.se.

Ludvig, B., Babendererde, L., Maia, C., Olsson, A.M., Dahlström, L.O. (2006) Västlänken i Göteborg, Techn. Report. Feasibility assessment for TBM tunnel.

Alén, C., Lindvall, A., Johansson, M., Magnusson, J, Norén, C. (2006). Slitsmurar som permanenta konstruktioner, SBUF. Utvecklingsprojekt 11603 och 11796.

Alén, C., Karlsrud, K., Norén, C., Sällfors, G. (2006). Möjlighet att använda TBM för delar av Västlänken.

