



STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

BERGMEKANIKDAG 2006

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 13 MARS 2006**

**Papers presented at
Rock Mechanics Meeting
in Stockholm March 13, 2006**

FÖRORD

Årets Bergmekanikdag innehåller fyra sessioner under rubrikerna *projektering, förstärkning, tätning och praktikfall*, utöver den traditionella inledningen med en "invited lecture", som i år ges av Professor Jean Launay från Frankrike. Under ett antal år har programmet haft en liknande komposition. Det speglar frågor som är ständigt aktuella för praktiskt verksamma ingenjörer och forskare inom området bergmekanik i vid mening. Området är i många avseenden svårt och krävande, samtidigt som det är knutet till tillämpningar av högst konkret natur. En utomstående kan förvånas över de stora osäkerheter som ofta råder. Våra arbeten karaktäriseras av antaganden och uppskattningar av geologiska förhållanden, av bestämning av olika egenskaper på begränsat underlag, i sig avancerade beräkningar men baserade på i hög grad förenklade modeller, både analytiska och numeriska. Och inte sällan finner vi våra förutsägelser illa uppfyllda. Kostnader överskrider i bergprojekt inte med några enstaka procent utan ibland med multiplar av en ursprunglig bedömning. Allt kan emellertid inte relateras till brister i geologiska eller bergmekaniska bedömningar, som till stor del måste hantera "inneboende" svårigheter – vi arbetar i ett på förhand mer eller mindre dolt och därmed okänt material. Men vår uppgift i helheten måste vara att behärska detta faktum i de roller där ett bergmekaniskt kunnande förväntas. Proportionerna kan illustreras av ett aktuellt exempel där man gjort en ingående kostnadsuppföljning för Alp Transit av kostnadsprognoser och utfall för S:t Gotthardstunneln: En kostnadsökning om 27 % hänförde sig till utökade säkerhetsanordningar (16%), "politik" (4%), geologi (4%), "omvärld" (1%), byggande (1%). Därtill kom indexhöjningar av olika slag om 13 %. Geologin svarade alltså inte för mer än 1/10 av fördyringen, men representerar ändå en ansevärd summa pengar.

Vi har alltså den ibland otacksamma uppgiften att försöka förklara varför det är så svårt att just inom vårt fack göra goda prognoser – men främst att ständigt förbättra kunnandet genom forskning och utveckling, att utnyttja tillgängliga verktyg och rätt kompetens för uppgiften och att sprida och ta vara på varandras erfarenheter.

Så enkel kan programförklaringen för våra bergmekanikdagar göras. Vi samlas årligen för att delge varandra nya rön och erfarenheter för att tillsammans bidra till en sakta men säkert ökande kunskap och bättre förmåga att hantera de ofrånkomliga osäkerheter som ligger i sakens natur, att bergets egenskaper varierar både i den lilla och i en större skala. Vi ser fram emot goda föredrag och stimulerande diskussioner.

Välkomna till Bergmekanikdagen 2006!

Tomas Franzén

INNEHÅLL

sid.

Förord

Tomas Franzén, SveBeFo

Invited lecture:

Difficult tunnel excavations and supports in low and high

oberburden conditions 1

Jean Launay, Vinci - Construction, Paris, France

BERGTEKNISK PROJEKTERING

ROCK ENGINEERING DESIGN

Inledare: Jonny Sjöberg, SwedPower

Eurokod 7 och dimensionering av bergkonstruktioner 17

Eurocode 7 and rock engineering design

Beatrice Lindström, WSP Sverige

Ådalsbanan – ett järnvägsprojekt med stark bergprägel 27

The Ådalen railway – A railway project with extensive rock character

Jan Israelsson, Lennart Westman, Banverket

Ulrika Hamberg, Swepro

SKB:s slutförvarsprojekt – erfarenheter från inledande projekteringsstudier.. 35

The SKB deep repository project – experience from initial design studies

Rolf Christiansson, SKB, Martin Brantberger, Ramböll Sverige,

Thomas Janson, Tyréns, Per Tengborg, FB Engineering

En deformationszon i närbild 55

A close-up of a deformation zone at the Äspö HRL

Eva Hakami, Itasca Geomekanik, Eva-Lena Tullborg, Terralogica

Anders Winberg, Conterra

BERGFÖRSTÄRKNING
ROCK REINFORCEMENT

Inledare: Carl-Olof Söder, Sweco VBB

A study of the interaction of shotcrete with rock..... 65

Studie av sprutbetongs samverkan med berg

Lars Malmgren, LKAB och Luleå tekniska universitet,

Erling Nordlund, Luleå tekniska universitet

**En tillämpning av bayesiansk statistik för kontroll av
tjockleken på sprutbetongförstärkning 77**

An application of Bayesian statistics for monitoring thickness of shotcrete linings

Håkan Stille, Inst. för byggvetenskap KTH,

Mats Holmberg, Tunnel Engineering

Bergerosion i utskovskanaler..... 87

Rock scour in spillway channels

Lena Mören, Per-Erik Söder, Jonny Sjöberg, SwedPower

TÄTNING AV TUNNLAR
SEALING OF TUNNELS

Inledare: Ann Emmelin, SKB

Grundvattenhantering vid byggandet av citytunneln i Malmö..... 99

Groundwater management for the construction of Malmö Citytunnel

Johan Brantmark, Gösta Ericson, Jan Hartlén, Citytunnelprojektet

Inträngningsförmåga hos cementbaserade injekteringsmedel..... 109

Penetrability due to filtration tendency of cement based grouts

Daniel Eklund, Peter Skärberg, Vattenfall Utveckling,

Håkan Stille, Inst. för byggvetenskap, KTH

Fortsatta undersökningar om dispergering av mikrocement 131

Further research on dispersion of micro cement

Staffan Hjertström, Cementa

Sten Åke Pettersson , Atlas Copco Craelius (f.d.)

Val av provningsmetod och provning av injekteringsbruk i praktiken.....141

Choice of grout testing method and testing in practice

Thomas Dalmalm, NCC, Thomas Jansson, Tyréns

**Sealing with silica sol in the Törnskogstunnel;
design execution and evaluation 153**

Tätning med silica sol i Törnskogstunneln; design, utförande och utvärdering

Johan Funehag, Gunnar Gustafson, GEO, Chalmers tekniska högskola

BERGMEKANIK I PRAKTIKEN

ROCK MECHANICS IN PRACTICE

Måste Kiruna Flyttas? Bergmekaniskt prognosunderlag.....*

Must Kiruna be moved? Basis for rock mechanics prognosis

Christina Dahnér - Lindqvist, Karola Mäkitaavola, LKAB

**Stor spennvidde i to nærliggande berghaller –
muligheter og utfordringer ved Nye Oset vannrenseanlegg.....165**

Large span in two nearby caverns – possibilities and challenges
at the New Oset water treatment plant

Lise Backer, Kjetil Vikane, Øyvind Salamonsen, AF Spesialprosjekt,

Arild Neby, Norconsult

Projekt Mitholz, Schweiz – Tunneldrivning i mycket svaga zoner.....175

Mitholz project, Switzerland - Tunnel excavation in very poor zones

Stig Eriksson, Skanska Project Support

* Det skriftliga föredraget ej tillgängligt vid tryckningen.
Paper not available at the time of printing.

DIFFICULT TUNNEL EXCAVATIONS AND SUPPORTS IN LOW TO HIGH OVERBURDEN CONDITIONS

Jean Launay, Vinci-Consultant

1. General, From Theory to Practice

Tunneling through rocks or soils may be as well difficult under low or high overburden conditions as the rock mass or soil shear strength parameters are low compared to the original stress level.

In tunnel design and construction this basic data can be estimated based on the stability number which links the initial maximum stress to the rock mass or soil compressive strength. It can be expressed by:

$$N = \sigma_o / C_{uu} = 2\sigma_o / \sigma_{cm}$$

Where: N= stability number

σ_o = maximum initial stress

C_{uu} = un drained soil cohesion

σ_{cm} = rock mass compressive strength

It is usual to estimate based on experience and strength analysis that whenever this value is below 6 for low overburden and 10 to 11 for high overburden the tunnel face is stable in case of conventional excavation method.

When the stability number value stands between 2 and 6 or 10-11 the rock mass is in a plastic state and as the stability number comes closer to this unstable value, the convergences of the tunnel walls will increase as well as the support requirements needed to control the movements.

The approach to the support requirements, the face stability and the amount of convergence that can be expected are most of the time estimated by means of computer FEM program and/or hand computation which ever the engineer is relying on.

On sites and especially under high overburden (for example 1000 to 1500m) even if the geologist is confident into its prognosis things can widely change from original plan and the site engineer has to deal with the “real thing”.

In the following paragraphs some examples will be given that prove that everybody involved into the Art of Tunneling has to be “flexible “ as well as the support or the methods that should be put into practice.

Of course it does not mean that theory should be abandoned but that “engineering judgment” must be fully utilized with a theoretical sensitivity analysis. Back analysis of positive or negative experiences must be fully reviewed in order to try to improve our knowledge of the Art of Tunneling

2. Low overburden tunnels

Low overburden or low stress level are somehow equivalent with regards to stability number as the soil condition is poor to very poor.

The two examples that will be described are metro underground stations located at 20.0 meters depth at station axis. They were excavated in poor rock conditions in Paris and Athens, and the main concern was the control of surface settlements.

2.1 Magenta station on MRT line E (Paris)

This station located in the heart of Paris is 225.0m long , 55.0m wide and 13.0m high. It is at 20.0m depth and was excavated within the following ground conditions (figures n° 1 and 2)

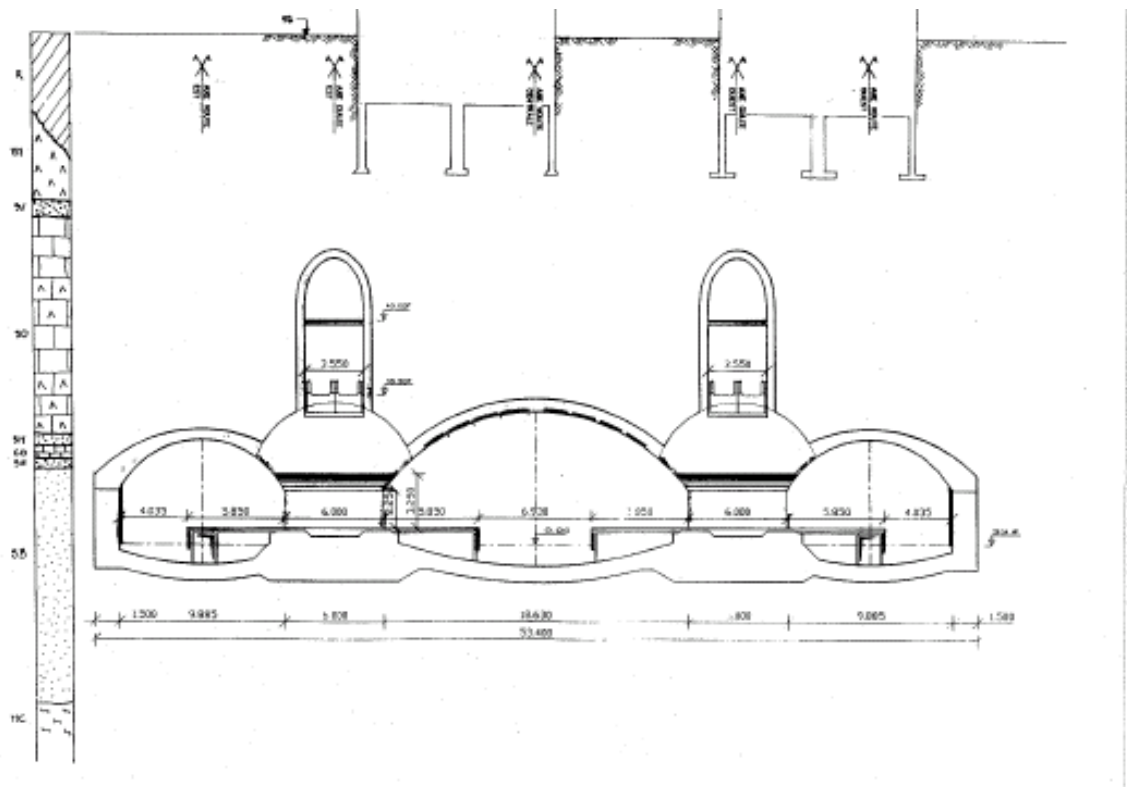


Figure n°1

- the crown is standing in “Saint-Ouen “ limestone which is composed of alternate layers of marl and limestone (it is 14.0 to 16.0 m thick) In terms of geotechnical classification it is a soft rock with GSI value between 15 and 45.
- the invert is located in “ Beauchamp” sand which is a fine to clayey very dense sand .

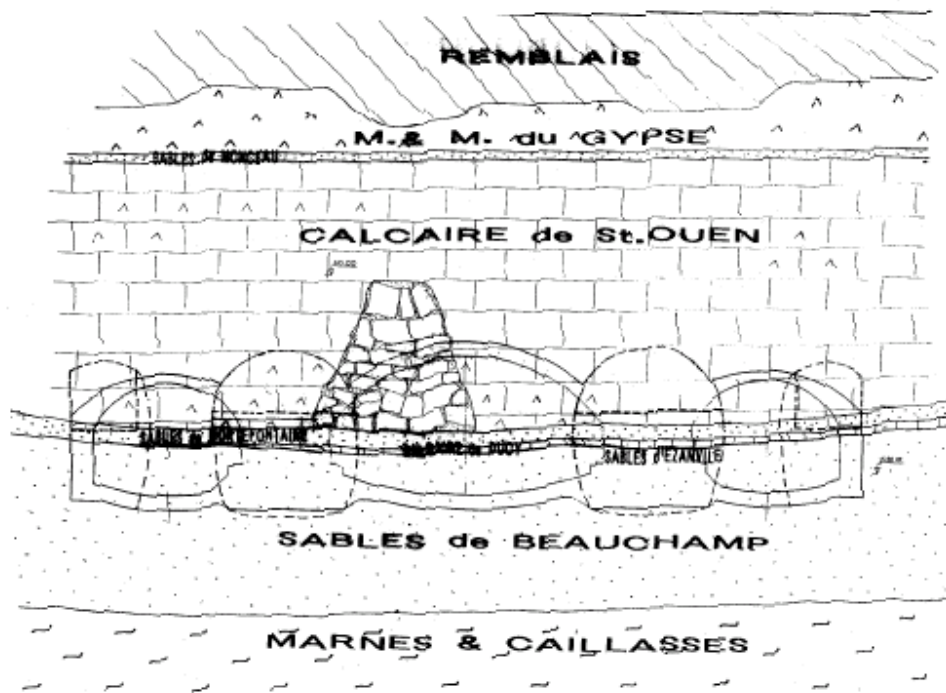


Figure n°2

The sequence of excavation was such that the two lateral galleries were to be excavated and concrete lined prior to the construction of the central main span. The outer support shown on figure n°3 is composed of fully grouted steel bars, shotcrete and some light ribs when needed.

During all the excavation works the surface movements were followed carefully as well as within the galleries. However at the level of the west abutment, the outer lining behaves normally as the convergences were in accordance with the design values and did stop with time, but the total settlements inside the galleries showed a tilting of the lateral and central galleries towards one another (figure n° 4).

The load transferred by the two rock arches on the central pillar resting on unforeseen dissolution zone filled with unconsolidated fill creates settlements and consolidation of the pillar foundation. This problem was treated by jet grouting the foundation zone and the slow tilting of the galleries stopped.

Even if the limestone is well-known in Paris area, and known to exhibit dissolution features the filled sink hole could not be exactly located ahead of excavation. The survey and follow up of the measurement were the answer to this “unforeseen condition”.

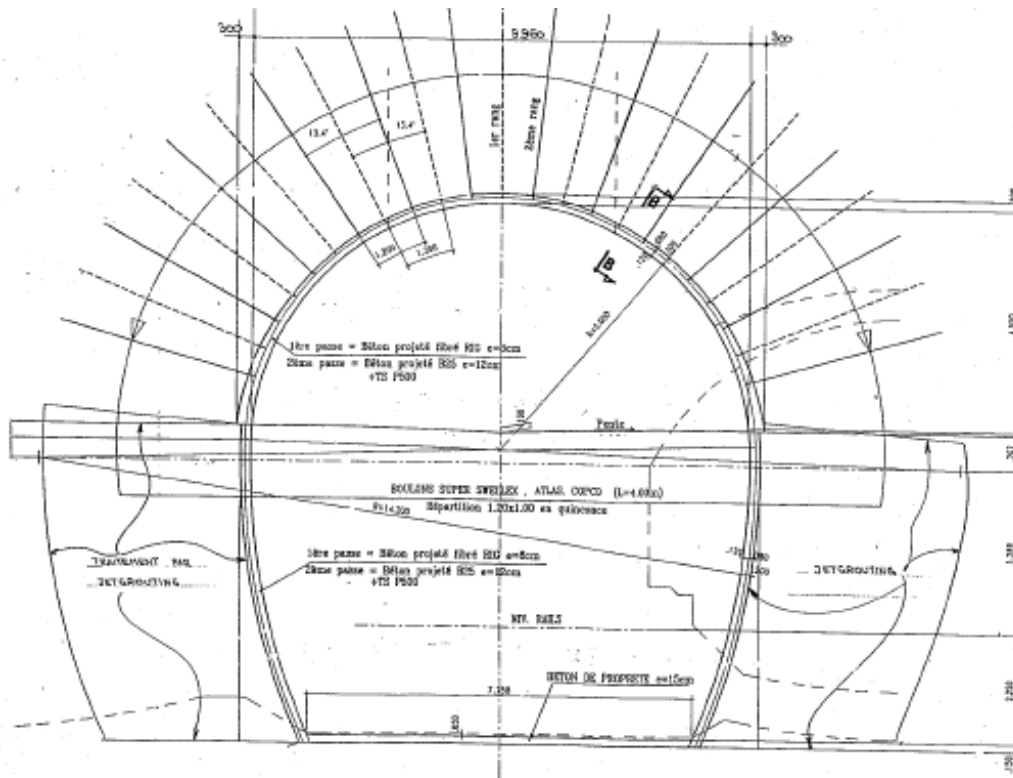


Figure n°3

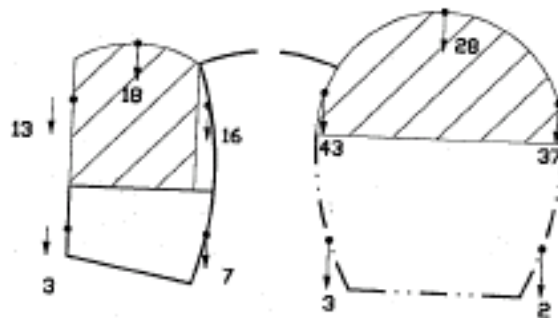


Figure n°4 : values in centimeters

2.2 Athens metro:

The Athens metro was excavated within the so called Athens schist which is composed of meta sandstone, meta siltstone, limestone schist all highly tectonized and weathered at various degrees with regards to the overburden depth. The geomechanical conditions of rock were characterized with reference to the RMR rock mass classification and shear strength and modulus estimated based on HOEK approach.

As encountered in most metro tunneling works the concern of the designer and the contractor was the control of surface settlements and safety of the tunnel excavation method. The station were most of them excavated and supported with the SCL method relying on thick shotcrete lining reinforced by steel wire mesh, steel bars and heavy ribs. The sequences of excavation start by the construction of side galleries and completion of the excavation when removing the remaining central pillar.

The Ambelokipi station was treated differently based on a true application of the NATM or “flexible lining” method. The rock mass classification ranges between 20 and 40 RMR which is characteristic of a poor rock. The station axis depth is equal to 25.0m and the section excavation size and support is shown on figure n°5 (16.0m wide, 12.0m high) The outer lining support is composed of 15cm shotcrete with wire mesh and an array of 4.0 to 5.0m long fully grouted $\phi 25$ mm steel bars (1.0x1.5m spacing).

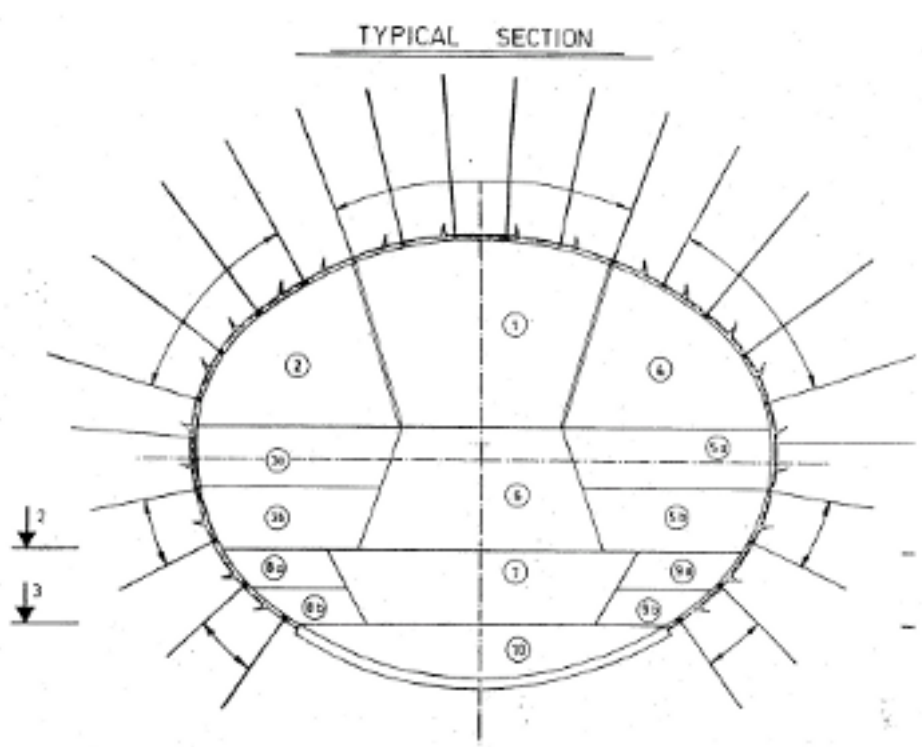
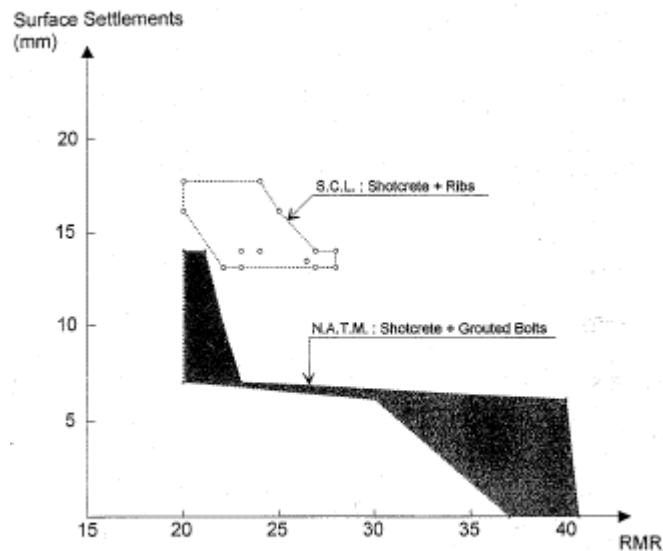


Figure n°5

The sequence of excavation is shown on figure n°5. It starts by excavating a central drift which is 5.0 m ahead of the first lateral rock removal. With such a method the excavation and support placement time is as short as feasible and the total excavation time was decreased from 12 months with the SCL method to 5.5 months. An interesting conclusion is that the total settlement at ground surface is smaller in case of NATM than in SCL. The comparative measurements results are shown on figure n°6 with reference to the same rock mass class.



*Figure n°6: Surface settlements
NATM and SCL results versus RMR*

Back analysis of the station excavation showed that the plastic deformations do not spray as much in case of NATM as the shear strength of the rock is improved by the “soil nailing” obtained through the intensive use of fully grouted bolts (see figures n° 7 and 8). In addition it can be understood that the shorter time needed to place the support has a great influence on the results while it can not be modeled in an FEM analysis!!

This example of excavation of under ground structure in poor rock conditions emphasizes the importance of a rapid placement of the required support.

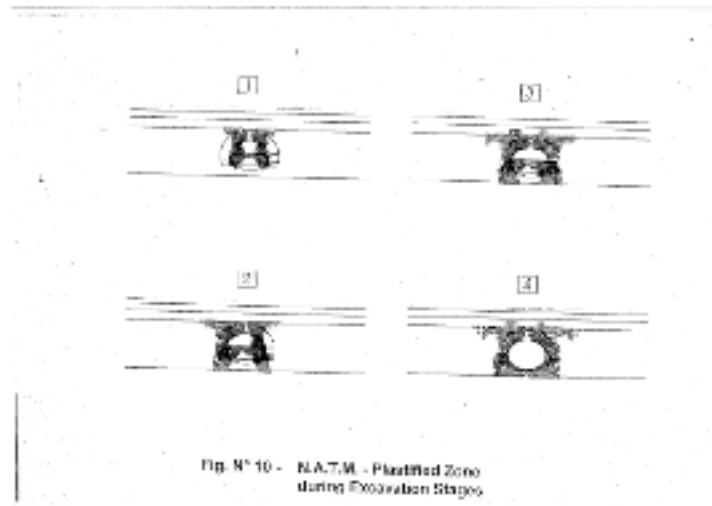


Figure n°7 : NATM Plastified zones during excavation

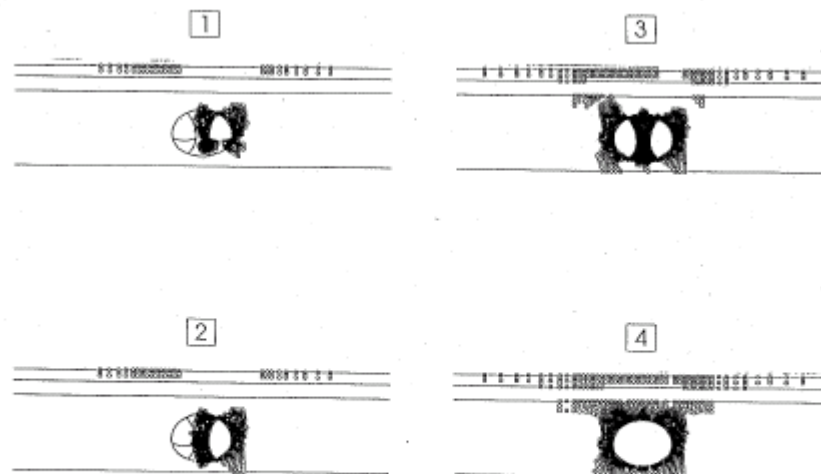


Figure n°8: SCL Plastified zones during excavation

3. High overburden tunnels:

High overburden tunnel can be not only subject to high vertical pressure but also to tectonic stress or genuine mountain pressure. In such case even a rock mass that could appear to be good under normal initial stresses can “change” into a poor to very poor rock mass. In addition if unexpected water inflow occurs, trouble excavation conditions can be expected if foreseen!!

3.1 Guavio project (Colombia):

The Guavio hydro electrical power project was constructed in the colombian Andes .It is composed of:

- a 240m high earth and rockfill dam
- 13 km of upper intake tunnel (60sqm)
- 3 km lower intake tunnel (60sqm)
- 5 km tail race tunnel (60 sqm)
- 4 km access tunnel (60sqm)
- 4 vertical 500m high shafts ($\phi = 4.6$ to 7.1 m)
- a 800MW under ground power house

The tail race tunnel was excavated up to St 0+800 (Santa Marta fault) through sandstone schist with a sub-vertical bedding perpendicular to the tunnel axis). This sandstone is compact and include a lot of quartz. The excavation was performed by drill and blast and supported in accordance with the NATM method . Along the alignment lutita bands (black silken sided shale) were encountered, which brought convergences up to 30cm under 40.0m overburden.

In November 1983 at St +4.563 (figure n°9) while the tunnel was excavated in full face in compact sandstone with an overburden of 200m, an important inflow of water with sand under 2 MPa pressure came into the tunnel trough a 20m long exploratory hole. The inflow was equal to 2.0l/s. The next 3.0 m blast created an in rush of 600m³ of sand within two and a half hours. The varying inflow was up to 70l/s. At that time the front was back filled with tunnel muck and sealed with a 40cm shotcrete layer provided with drainage holes.

PROYECTO GUAUVIO - TUNEL DE FUGA

TAIL RACE TUNNEL - General geology

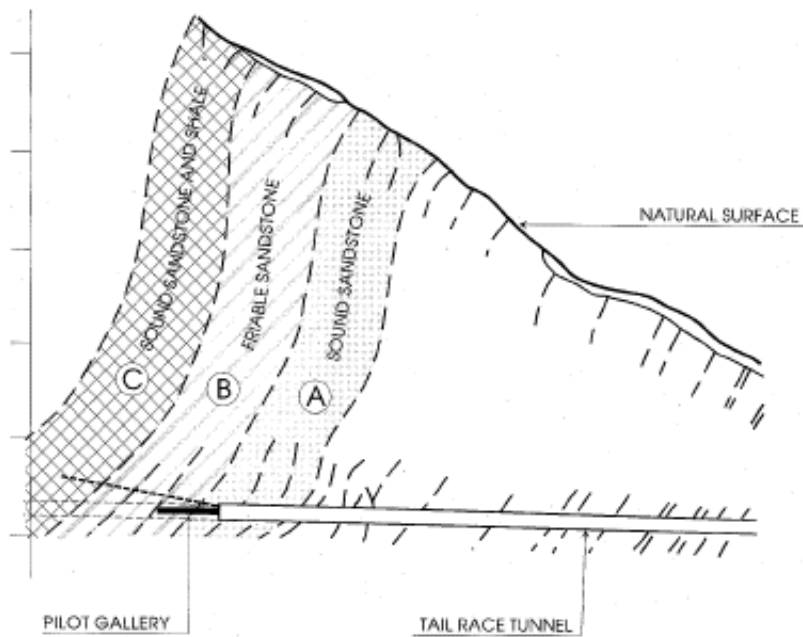


Figure n°9

From November 1983 to July 1984 a 9 sqm exploratory gallery was excavated under the protection of 3.0 m grouted annulus and always 7.0m of grouted front. Drainage around the gallery was obtained by drain holes bored from the down stream face. In July as the front was protected by 7.0m of grouted soil a white in rush of water and sand occurred again and 1500m³ of sand invaded the tunnel .It had to be back filled as shown on figure n°10.

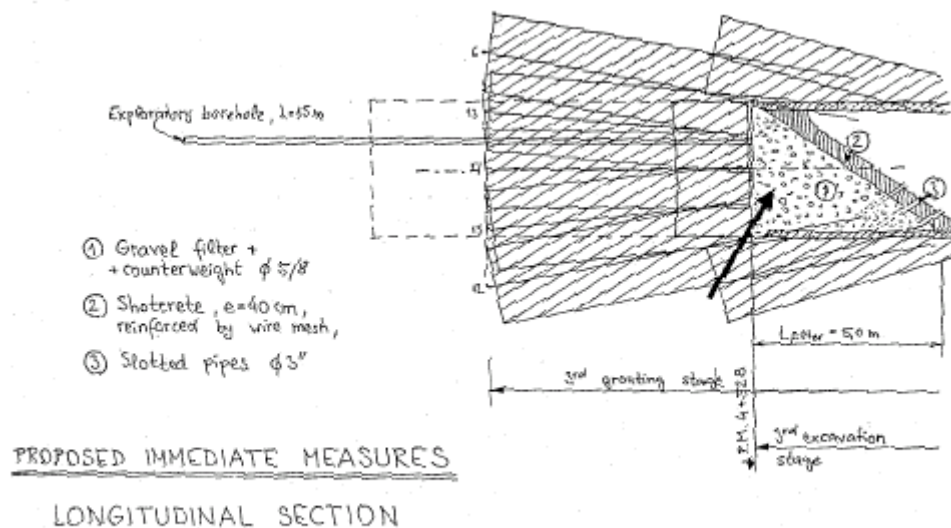


Figure n°10

With regards to the very difficult ground condition it was decided to follow the following sequence (figures n° 11 and 12):

- treat the fault (70.0m wide) with cement-bentonite base grout and adding some sodium silicate
- excavate a 9 m² pilot gallery protected by a 2.0m thick grouted annulus
- from inside this gallery treat a 25.0m diameter zone, in order to be able further and to excavate a 8.9m diameter final tunnel .

During the excavation of the pilot gallery 3 major sand and water in rush took again place (respectively 5000m³,500m³,2000m³).

To complete this 70.0m of tunnel stretch it took up to January 1987, all together 40months!!

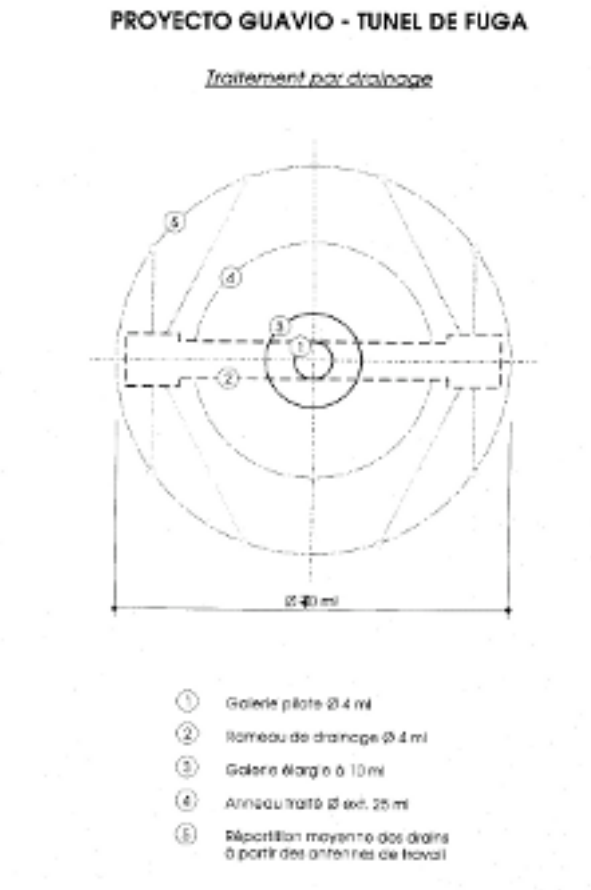


Figure n°11

PROYECTO GUAPIO - TUNEL DE FUGA

Traitement par injection

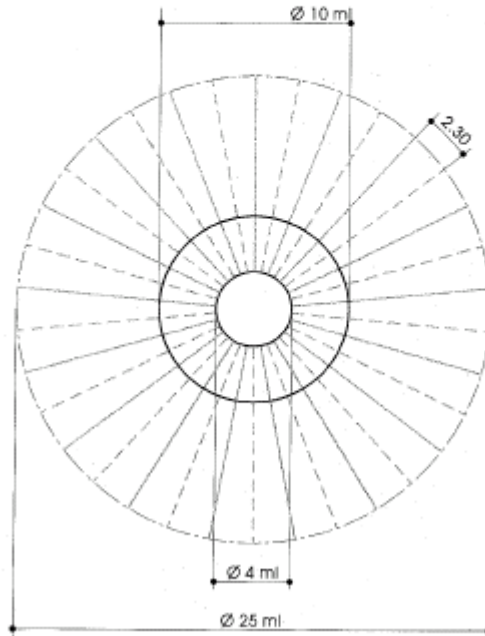


Figure n°12

3.2 DUL-HASTI Project:

The DUL-HASTI project is a 390MW hydro power plant including :

- a 61.0m high gated gravity dam
- a 10.6 intake tunnel with an inside diameter equal to 7.7m and an excavated diameter equal to 8.3m
- an under ground power cavern
- a 1020m long outlet tunnel

It is located in the Jammu and Kashmir Indian state.

The geology of the area is controlled by the “Main Central Thrust” where the Indian plate plunges under the Himalaya. The consequence at the works site is the Kishtwar Graben which is shown on figure n°13 , and corresponds to a south-north displacement of 20mm/year. Therefore it is a pull apart limited by two shear faults.

The rock types encountered along the head race tunnel alignment are composed of quartzite, phyllite , micaschists and gneiss. The original longitudinal geological prognosis is shown on figure n°14 . The tunnel was supposed to cross the graben at 300. m depth , but the studies performed during the final design showed that it was not feasible due to the low density and grain size distribution of the alluvium filling the graben .They were too fine and no grout treatment would have improved the tunneling conditions at reasonable price and safety.

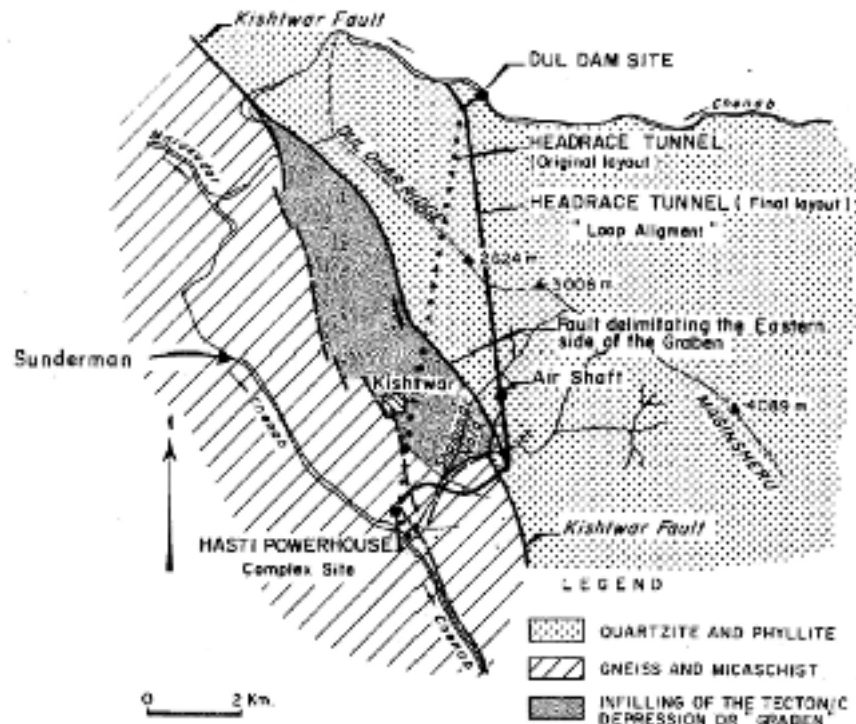


Figure n°13

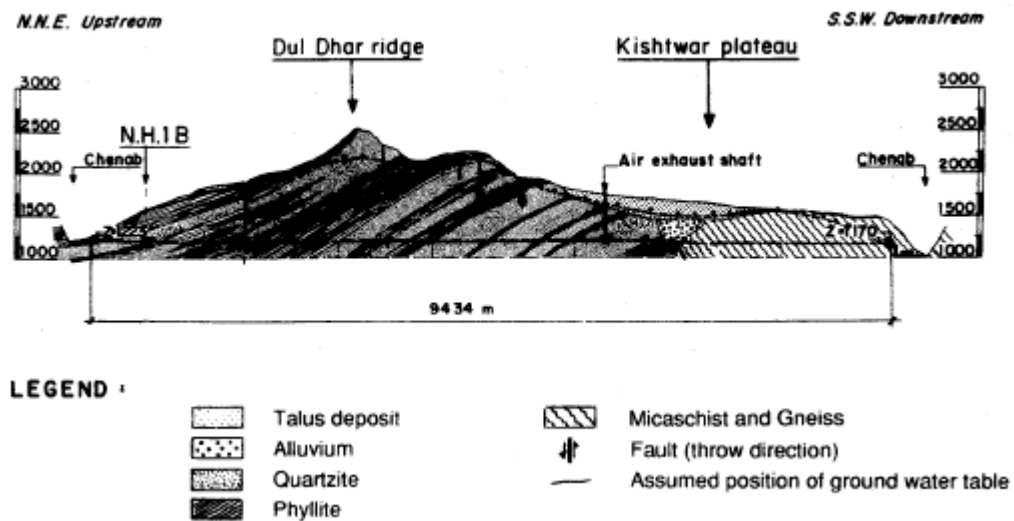


Figure n°14:Initial profile

A new alignment was chosen which increased the length of the tunnel but was going more safely around the graben zone.

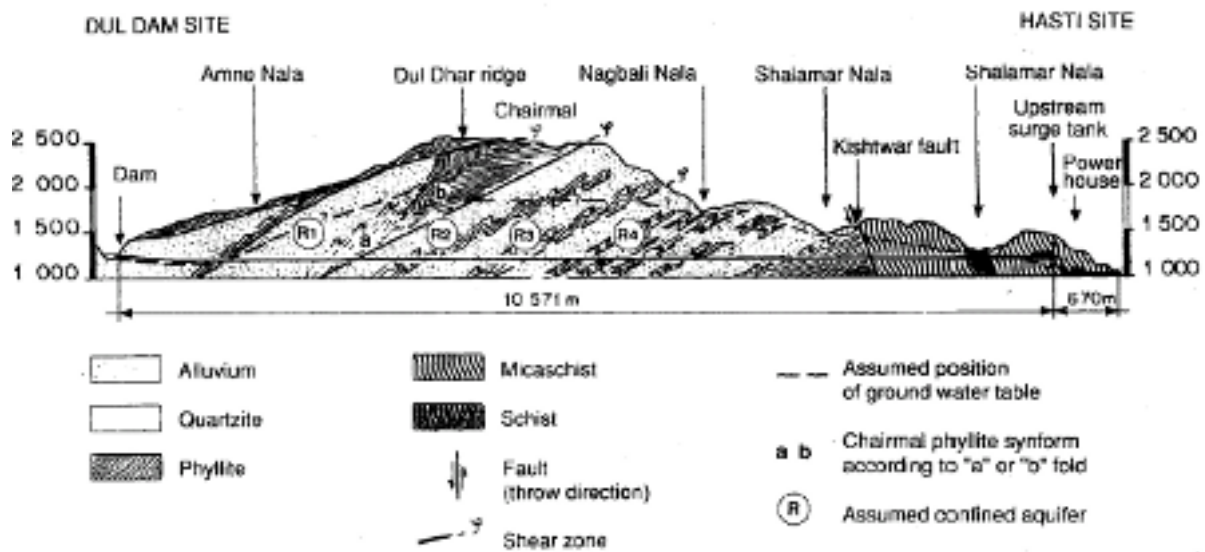


Figure n°15: New geological profile

During the driving of the head race tunnel as well as during outside excavation works it was found that the quartzite was highly abrasive as 12 cutters were to be change per linear meters of tunnel excavation with the hard rock TBM machine .The following investigations proved that it was in fact a quartzite mylonite as the quartz grains were in the range of 10 to 50 μ and behave mechanically as a silt. At the same time the basic folding and faulting of the mountain had to be modified to fit with the new rock type and figure n°15 shows the new approach. The most important difficulty was encountered at pk1119 where an in rush of water took place.

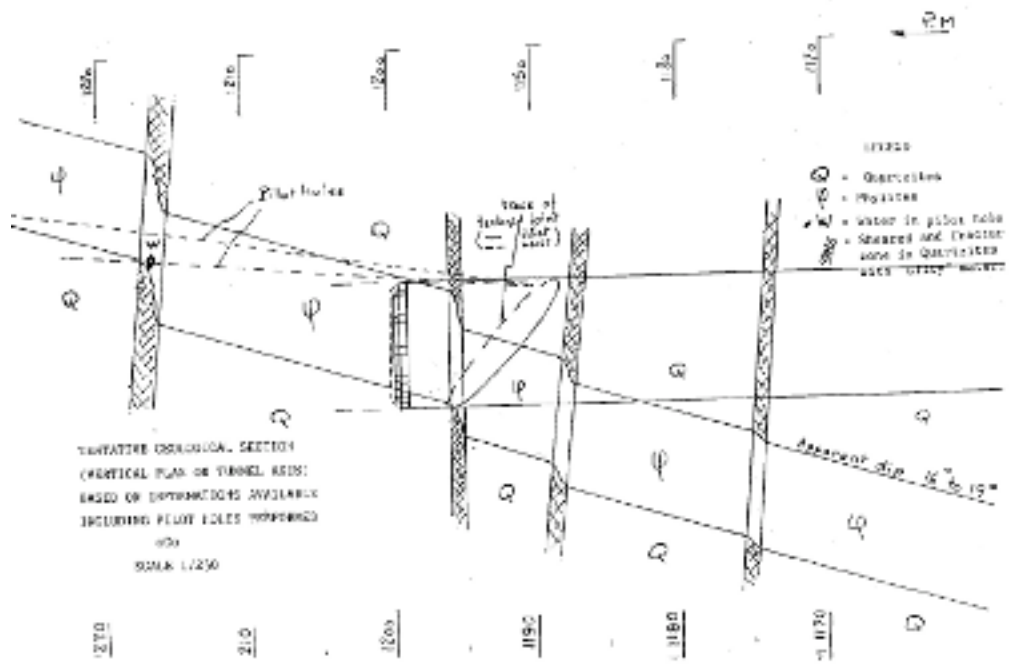


Figure N°16

As shown on figure n°16 the TBM had excavated a zone of impervious phyllite when the invert was blown under water pressure which was measured equal to 500m of water head. The inrush was composed of water and rock pieces that filled up the tunnel on 500.0m length and 2.0m height within two days. Figure n° 17 shows a sketch of the TBM position, the rock type and the inflow location (eau=water). There were no casualties within the crew as the TBM invert protected them from the rocks and water.

It must be noticed that the valley above the tunnel was called “ springs valley”!! It proves that local conditions and names should be considered when designing a tunnel, most of the times local name describe very well the experiences of inhabitants!!

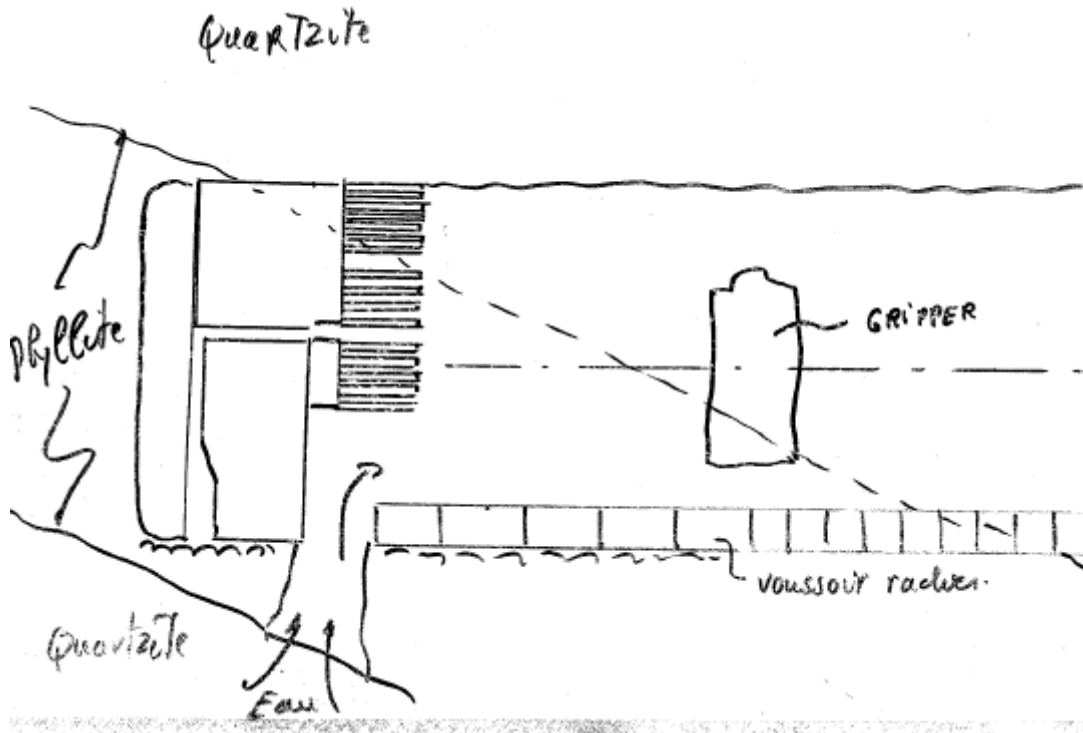


Figure n°17

The high inflow and the water pressure could only be handled at reasonable cost by applying a drainage of the surrounding rock. This was put into practice both around the periphery of the tunnel and ahead through long drainage and exploratory holes (up to 200m were planned).

The following graph (figure n°18) shows the decrease of the rate of inflow with time up to October 1992. Later on the site was left for difficult local conditions and taken over later by Indian contractor who completed the work by drill and blast.

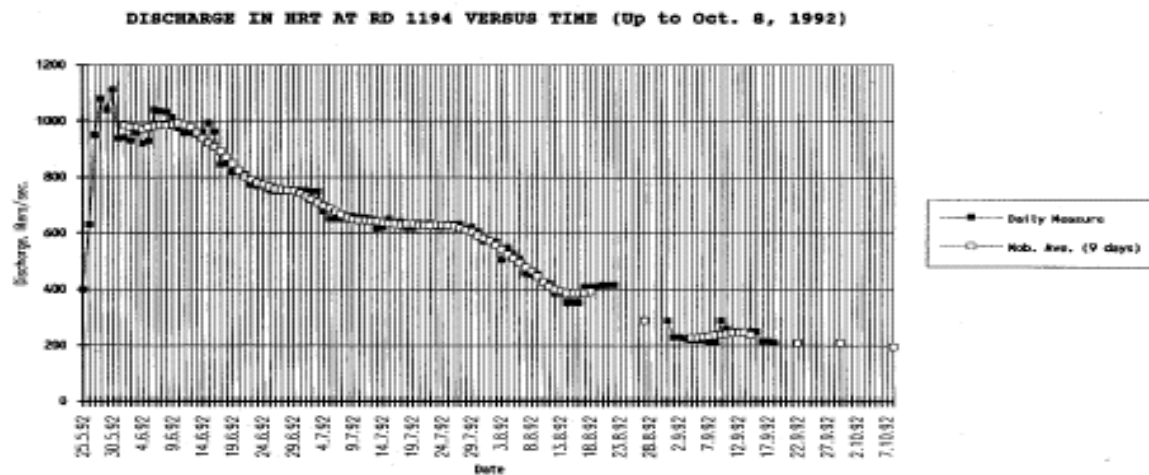


Figure N° 18

EUROKOD 7 OCH DIMENSIONERING AV BERGKONSTRUKTIONER

Eurocode 7 and rock engineering design

Beatrice Lindström, WSP Sverige

Sammanfattning

Artikeln sammanfattar de delar av Eurokod 7 som har eller förväntas ha betydelse för dimensionering av bergkonstruktioner. Inledningsvis beskrivs allmänt om Eurokoderna samt anpassningen till svensk standard. Slutligen summeras de diskussioner som pågår hos Banverket, Vägverket och Boverket beträffande hur Eurokod skall tillämpas i Sverige med avseende på dimensionering av bergkonstruktioner.

Summary

The paper summaries the parts of Eurocode 7 that have or are expected to have consequences in rock engineering design. At first, the Eurocode is generally described, including the way of adapting the Eurocode to Swedish standard. Finally, the discussions at Banverket, Vägverket and Boverket concerning Eurocode and their appliance in Sweden regarding rock engineering design are summarized.

Inledning

Syftet med denna artikel är att identifiera och sammanställa vilka avsnitt i EN1997-1 som har eller förväntas ha betydelse för dimensionering av bergkonstruktioner.

Eurokod 7 - Dimensionering av geokonstruktioner består av två delar. Den första delen, EN 1997-1, innehåller allmänna regler och den andra delen, EN 1997-2, innehåller geotekniska utredningar och provningar. Enligt SIS (2005) behandlar EN 1997-1 laster på byggnadsverks geokonstruktioner orsakade av mark och fyllningar.

EN 1997-1 och EN 1997-2 ingår i den samling, som går under benämningen Eurokoder, som består av ett 60-tal standarder som innehåller beräkningsregler för dimensionering av bärverk till byggnader och anläggningar.

Eurokoderna tas fram av den europeiska standardiseringskommittén CEN/TC 250 på uppdrag av EG-kommissionen och EFTA. CEN/TC 250 är ansvarig för samtliga "Structural Eurocodes". Förutom Eurokod 7 finns ytterligare 8 huvudgrupper med standarder. Varje huvudgrupp innehåller en eller flera standarder.

EN 1991: Eurokod 1 - Laster på bärverk

EN 1992: Eurokod 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner

EN 1993: Eurokod 3 - Dimensionering av stålkonstruktioner

EN 1994: Eurokod 4 - Dimensionering av samverkanskonstruktioner stål/betong

EN 1995: Eurokod 5 - Dimensionering av träkonstruktioner

EN 1996: Eurokod 6 - Dimensionering av murverkskonstruktioner

EN 1998: Eurokod 8 - Dimensionering av konstruktioner med hänsyn till jordbävning

EN 1999: Eurokod 9 - Dimensionering av aluminiumkonstruktioner

Samtliga av dessa Eurokoder skall användas tillsammans med EN 1990 som innehåller grundläggande dimensioneringsregler för bärverk. EN 1990 hänvisar till EN 1997-1 när det bestäms om geotekniska laster. I sin tur hänvisar EN 1997-1 till EN 1991 till EN 1999.

Anpassning till svensk standard

Under en övergångsperiod på 5 år skall Sverige gå över till att använda Eurokoderna. Inom de första två åren, från att Eurokoden är fastställd som europisk standard, skall den fastställas som svensk standard, med sin nationella bilaga. Därefter får motstridiga standarder och regler finnas kvar i ytterligare tre år.

Den 5-åriga övergångsperioden kan i praktiken bli både längre och kortare. Eftersom EN 1997-1 ingår i flera av dessa paket innebär detta i praktiken att motstridiga standarder och regelverk inte behöver ändras eller tas bort förrän mars 2010. Enligt Guidance Paper L (2002), som beskriver tillämpningen och användandet av Eurokoderna, behöver endast de delarna i svenska standarder eller regelverk som täcks av Eurokoden tas bort.

Eftersom CEN-ländernas övergripande byggregler inte är harmoniserade, så får de enskilda länderna ange vilka säkerhetsnivåer som skall gälla för olika byggnader och konstruktioner. Eurokoderna kan således inte ange speciella värden för vissa parametrar i beräkningsformler utan endast rekommenderande värden. De nationella värdena, NDP¹, anges i den informativa nationella bilagan som benämns NA. Eurokoderna kan dessutom innehålla ytterligare informativa nationella bilagor. Exempelvis så innehåller EN 1990 både en Bilaga NB som återger gällande regler avseende säkerhetsklasser och en Bilaga NC som innehåller ordförklaringar och förkortningar.

Tider

EN 1997-1, som sedan 23 april, 2004 gäller som Europastandard, fastställdes som svensk standard (SS-EN 1997-1:2005) den 28 februari 2005. Översättningen till svenska samt kompletteringen med de nationella informativa bilagorna beräknas vara klar sommaren 2006².

¹ NDP, Nationally Determined Parameters

² Muntlig uppgift från SIS december 2005.

Genomgång av EN 1997-1

Nedan följer en sammanfattning av vilka kapitel i EN 1997-1 som bedöms ha betydelse för dimensionering av bergkonstruktioner. Dessutom anges vilka kapitel som inte behandlas vidare.

Section 1 beskriver allmänt om EN 1997-1. Section 2 innehåller förutsättningarna för dimensionering av geokonstruktioner medan Section 3 berör geoteknisk information och Section 4 behandlar styrning av projekt, övervakning och underhåll. Section 5 behandlar hur fyllnadsmassor, dränering, grundförstärkning och förstärkning används för att uppnå fullgoda markförhållanden. Section 8 omfattar förankring och Section 11 belyser storskalig stabilitet.

Section 6, 7, 9, 10 och 12 behandlar plattgrundläggning, pågrundläggning, sponter, hydrauliska brott i jord orsakade av porvattentryck eller porvattenläckage samt bankar. Dessa kapitlen bedöms inte vara relevanta för dimensionering av bergkonstruktioner och berörs inte i vidare.

Rubrikerna i Eurokoden samt i vissa fall även löpande text behålls på engelska för att undvika framtida felaktiga översättningar. Tolkningen av Eurokoden är författarens egna.

Section 1 - General

I detta kapitel anges vilka övriga europastandarder som Eurokoden hänvisar till samt vilka förutsättningar som gäller för EN 1997-1. Dessutom förklaras skillnaderna mellan principer och råd samt definitioner och symboler som används i dokumentet.

Beträffande principer och råd så indelas varje textstycke i EN 1997-1 i en av dessa kategorier. Enligt SS-EN 1990 gäller att;

Principer utgörs av

- *Allmänna utsagor och definitioner där det inte finns något alternativ*
- *Krav och analytiska modeller för vilka inga alternativ tillåts såvida detta inte särskilt anges*

Råden består av allmänt vedertagna regler som stämmer överens med principerna och som uppfyller kraven i dessa.

Section 2 - Basis of geotechnical design

Under detta kapitel anges förutsättningarna för dimensionering av geokonstruktioner, beständighet hos ingående material samt dimensioneringssituationer, dimensioneringsmetoder och omfattning av dimensioneringsrapport. Dimensioneringen kan ske med en eller en kombination av följande metoder;

- Design by calculation
- Design by prescriptive measures
- Load test and test in experimental models

- Observational method

2.4 Design by calculation

Dimensioneringen kan utföras med beräkningar. EN 1990 ger endast rådet att dimensioneringen bör uppfyllas med partialkoefficientmetoden och att den alternativt kan baseras på sannolikheteoretiska metoder.

2.4.3 Ground properties

Bergmassans egenskaper, som skall användas till dimensionering, skall tas från provresultat, antingen direkt eller genom korrelering, teori, empiri eller från andra relevanta uppgifter. Värden på provresultat eller annan data skall tolkas med tanke på vilket gränstillstånd som skall beaktas. Hänsyn skall tas till de möjliga skillnaderna som finns mellan markförhållanden och de parametrar som ges från provresultat och de parametrar som styr uppförandet av den geotekniska konstruktionen.

2.4.5 Characteristic values

Valet av det karaktäristiska värdet för bergmassansegenskaper skall baseras på resultat och erhållna värden från labb- och fälttester tillsammans med en ingenjörsmässig bedömning. Det karaktäristiska värdet skall väljas som ett försiktigt valt värde för de värden som påverkar gränstillståndet.

2.4.6 Design value

Dimensioneringsvärdet, F_d , för lasterna skall bestämmas direkt eller genom att använda det representativa värdet, F_{rep} tillsammans med partialkoefficienten, γ_F . Det representativa värdet är det karaktäristiska värdet, F_k tillsammans med en faktor, ψ . För permanenta laster sätts denna faktor till 1.0 (EN 1990).

Dimensioneringsvärdet, X_d för bergarten och bergmassans egenskaper skall bestämmas direkt eller av det karaktäristiska värdet, X_k tillsammans med en partialkoefficient, γ_M . Värdet på partialkoefficienterna kan anges i den informativa nationella bilagan NA.

Dimensioneringsvärden för konstruktionsmaterial (bultar, sprutbetong etc) skall beräknas i enlighet med EN 1992 till EN 1996 samt EN 1999.

2.5 Design by prescriptive measures

För de dimensioneringssituationer där beräkningsmodeller inte finns eller är nödvändiga, kan man basera dimensioneringen på erfarenheter och tidigare kunskaper. Detta innefattar konservativa och konventionella dimensioneringsregler samt att uppmärksamhet läggs på att specificera och kontrollera material, organisation och framtida underhåll.

I den nationella informativa bilagan kan hänvisning till konventionella och konservativa regler ges. Exempel på detta skulle kunna vara dimensionering med hjälp av RMR, Q-systemet eller liknande system.

2.6 Load tests and tests on experimental models

Provb belastning, i stor eller liten skala, för att motivera en dimensionering förutsätter att skillnader i bergegenskaper mellan testplatsen och aktuell plats samt effekterna av lastvaraktigheten och skalan är beaktade.

2.7 Observational method

I de fall då det kan vara svårt att förutse bergmassans beteende, kan man använda observationsmetoden. Observationsmetoden innebär att dimensioneringen granskas under byggskedet. Följande krav måste tillgodoses innan byggskedet startas;

- gränser för acceptabelt beteendet är upprättade
- bedömning av intervall av möjligt beteende
- påvisa att det är en acceptabel sannolikhet att det aktuella beteendet ligger inom acceptabelt intervall
- övervakningsprogram är upprättat och som kan klargöra om det aktuella beteendet ligger inom acceptabla gränser. Mätningarna skall kunna genomföras i ett tidigt stadium och med tillräckligt tätt intervall för att möjliga åtgärder skall kunna sättas in med lyckat resultat.
- Instrumentens registrering och analyseringsprocessen måste vara tillräckligt snabb i relation till händelseutvecklingen för det bärande systemet.
- Åtgärdsplan är upprättad och skall tillämpas om mätningarna visar att beteendet ligger utanför uppsatta gränser.

Under byggskedet skall övervakningsprogrammet genomföras som planerat. Resultatet från mätningarna fastställs vid lämpliga skeden och de planerade åtgärderna skall genomföras om beteendet överskrider uppsatta gränser. Mätutrustning skall antingen ersättas eller utökas om den misslyckas med att ge trovärdiga data av lämplig karaktär eller av tillräcklig kvalitet.

2.8 Geotechnical Design Report

Följande avsnitt anger de uppgifter som bör finnas i dimensioneringsrapporten. Detaljeringsgraden på dimensioneringsrapporten kan variera beroende på projekt. Uppgifter som bör finnas med är bland annat antagande, indata, beräkningsmetoder, resultat från verifieringen av säkerheten och brukbarheten samt kontrollprogram.

Section 3 - Geotechnical data

Insamling, dokumentering och tolkning av geoteknisk information skall alltid genomföras. Vid planering av undersökningar skall hänsyn tas till vilken typ av konstruktion som skall uppföras. Undersökningarna skall utföras och dokumenteras i enlighet med välkända internationella standarder och rekommendationer.

Kapitlet tar upp syftet med förundersökningar i olika projekteringsstadierna. Dessutom beskrivs utvärdering av geotekniska parametrar, t ex karaktärisering av bergarter, kvalitet och egenskaper hos bergarter/bergmassan såsom den enaxiella tryckhållfasthet,

deformationsegenskaperna, skjuvhållfastheten hos sprickor och permeabiliteten hos bergmassan.

3.4 Ground Investigation Report

Undersökningarna skall samlas i en förundersökningsrapport som utgör en del av dimensioneringsrapporten. Både presentation av fakta och tolkningarna av resultatet från förundersökningarna bör finnas med i förundersökningsrapporten.

Faktadelen av förundersökningsrapporten skall innehålla

- saklig redovisning av samtliga fält- och labförsök
- dokumentation av de metoder som används

Dessutom finns det angivet att ytterligare information bör finnas med i lämplig omfattning i faktadelen t ex

- syfte och omfattning av undersökningarna
- tidigare erfarenheter om aktuellt området

Tolkningen av den geotekniska informationen skall samlas i fältrapporten och följande skall finnas med.

- genomgång av fält- och labundersökningarna
- genomgång av framtagna värden på geotekniska egenskaper
- förslag om fortsatta arbeten

Section 4 - Supervision of construction, monitoring and maintenance

Kapitlet behandlar i korthet att följande delar skall genomföras under och efter byggskedet där det anses lämpligt;

- styrning av byggprocessen och manskaper
- kvalitetsplan
- uppföljning jord, berg och grundvattenförhållandena i samband med byggskedet
- kontroll av konstruktionens utförande
- mätning av bultars funktion, bergets beteende etc.
- underhållsplan

Omfattningen av kvalitetsplan, uppföljning av markförhållandena samt kontroll och mätning av förstärkningen beror på om konstruktionen faller inom "Geotechnical Category 1, 2 eller 3".

Section 5 - Fill, dewatering, ground improvement and reinforcement

Detta kapitel behandlar hur fullgoda markförhållanden uppnås med fyllnadsmaterial, dränering, behandlad mark eller förstärkt mark.

I detta kapitel tolkas begreppet dränering som en medveten dränering som genomförs för att förbättra markens egenskaper. Alla förslag som innebär dränering av vatten eller sänkning av vattentrycket skall baseras på resultatet av geotekniska eller hydrogeologiska utredningar.

För dimensionering av bergkonstruktioner är även avsnittet beträffande "ground improvement och reinforcement" relevant. Avsnittet anger kort att en geoteknisk undersökning skall utföras, samt vilka olika faktorer som skall beaktas i samband med dimensioneringen av förstärkningen.

Section 8 - Anchorages

Detta kapitel behandlar bland annat dimensionering av temporära och permanenta förankringar som används för att uppnå stabilitet av slänter, bergrum eller tunnlar. Kapitlet kan tillämpas både på förspända och icke förspända bultar.

Kapitlet innehåller avsnitt som anger vilka gränstillstånd som skall betraktas vid dimensionering av förankringen samt vad som skall behandlas i samband med dimensioneringen och utförande av förankring. Dessutom anges vad som skall betänkas vid val av dimensioneringssituation samt att lasten i förankringen skall behandlas som en ogynnsam last vid dimensioneringen av förankringen.

8.5 Ultimate limit state design

Anger bland annat gränsuttrycket för dimensioneringen samt hur dimensioneringsvärdet skall bestämmas. I avsnittet anges endast att dimensioneringsvärdet för lasten på förankringen skall tas från kapitel 9, som är dimensionering av sponter.

8.6 Serviceability limit state design

Anger hur olika typer av förankringar skall betraktas i samband med dimensionering och verifiering av bruksgränstillstånd. Enligt EN 1537 bör dimensionering och verifiering enligt brukgränstillstånd utföras med karaktäristiska värden för laster och materialegenskaper. Vidare anger EN 1537 att värden för tillåtna förskjutningar och deformationer av bärverket och omgivande mark bör bestäms enligt ENV 1997-1:1994 och avsnitt 2.4.6. Oklart om detta motsvarar samma avsnitt i EN 1997-1:2005.

8.7 Suitability tests

Tester som utförs för att bekräfta att vald förankring kommer att fungera tillfredsställande i de gällande bergförhållandena. Inga speciella tester är tillgängliga för bergbultar utan skall testas enligt samma förfarande användas som används för ingjutet förankringsstag (SS-EN 1537).

8.8 Acceptance tests

Det skall specificeras i och med dimensioneringen att samtliga ingjutna bultar skall testas innan förspänningen och innan de tas i bruk. Genomförande av dessa tester ges av SS-EN 1537. Oklart om avsnittet endast gäller för förspänd förankring eller om det gäller samtliga ingjutna förankringar.

Under avsnittet finns även ett råd som kan tolkas som att vid systematisk bultning med c/c mindre än 1,5 meter utförs slumpmässigt fördelade tester på bultarna efter förspänningen.

8.9 Supervision and monitoring

Genomförande av kontroll och mätningar skall följa enligt program upprättat enligt Section 4 i SS-EN 1997-1 och SS-EN 1537.

Section 11 - Overall stability

Detta kapitel behandlar storskalig stabilitet av och rörelser i marken. Kapitlet anger händelser och aktiviteter som kan påverka den storskaliga stabiliteten och som skall beaktas.

Den storskaliga stabiliteten skall verifieras genom beräkningar i brottgränstillstånd med dimensionerande värden på laster och bärförmåga. Partialkoefficienterna anges i det nationella annexet, NA. I stabilitetsanalysen skall samtliga relevanta brottfall studeras.

Det finns ett avsnitt som speciellt behandlar slänter och schakt i bergmassa. Avsnittet anger vilka brottfall som skall studeras beträffande stabiliteten. Dessutom anges att stabilitetsanalysen skall baseras på tillförlitlig kunskap om sprickorientering samt om skjuvhållfastheten hos intakta berget och sprickorna.

Dimensionering i brukgränstillstånd skall även genomföras i den storskaliga stabilitetsanalysen.

Slutligen skall mätningar och observationer genomföras om det inte är möjligt, att genom beräkningar eller "prescriptive measures", bevisa att det är tillräckligt osannolikt att gränstillståndet inträffar.

Diskussion

Enligt SIS (2005) är Eurokoderna precis som alla andra standarder i grunden helt frivilliga dokument. Det är det sätt varpå beställarna/uppdragsgivarna refererar till dem som ger dem deras legala status. För den offentlige upphandlaren gäller (när Lagen om offentlig upphandling, LOU, gäller) att så snart som Eurokoden faktiskt kan användas för det enskilda fallet så ska den användas. Avsteg från kravet på referens till europastandard kan naturligtvis hävdas och motiveras enligt reglerna i LOU.

Enligt Boverkets föreskrifter om ändring i verkets regler om tillämpning av europeiska beräkningsstandarder (BFS 2005:9 EBS 2) har man angett att Eurokoderna och dess föreskrifter ej gäller för tillämpning på bergtunnlar och bergrum. Boverket har kontaktats för att få klarhet i hur meningen skall tolkas och om Sverige kan frånskriva sig att Eurokoderna inte gäller för bergtunnlar. Boverket har svarat med följande svar (dnr 1119-3563/2005):

Svenska bestämmelser (i författning) som rör uppförande och ändring av bergrum och bergtunnlar finns i 2 § BVL (Lagen /1994:847/om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk, m.m.) och närmare när det gäller projektering och utförande i den till lagen hörande förordningen BVF (1994:1215).

Boverket har visserligen rätt att efter samråd med andra berörda myndigheter meddela tillämpningsföreskrifter till BVF om de flesta

byggnader och byggnadsverk. Men som framgår av avsnitt 1:5 i BKR har Boverket avstått från att föreskriva om bergtunnlar och bergrum. Boverket har då heller inte angett nationella värden, klasser etc för tillämpning av Eurocoderna på det området. Eurocoderna kan alltså tillämpas med där angivna värden. Samtidigt gäller givetvis säkerhetskraven m.m. enligt BVL och BVF, även för bergrum och bergtunnlar.

SIS kommer att utreda Boverkets formulering vidare genom följande aktiviteter⁴;

- SIS, genom Tomas Franzén, kommer att kontakta Boverket för att få ytterligare klarheter i deras formulering.
- SIS, genom Curt Linder, kommer att ta fram fakta om hur bergtunnlar och bergrum skall behandlas på Europainivå.

Eftersom även Vägverket är en föreskrivande myndighet och dessutom gäller under LOU har Vägverket fått frågan hur de ställer sig till Boverkets formulering i BFS 2005:9 EBS 2 samt hur den påverkar framtida Tunnelpublikationer. Samma fråga har dessutom skickats till Banverket beträffande BV-tunnel. Vägverket (2006) anser att texten i BFS 2004:10 EBS 1⁵ bör tas bort vid nästa ändring av EBS vilket de även kommer att framföra till Boverket. Dessutom meddelar Vägverket att de i framtiden kommer att använda Eurokoderna där de anses tillämpliga. Från Banverket (2006) svarar man att de tolkar Boverkets undantag som att det gäller dimensionering genom beräkning och att det finns en frihet att tillämpa någon av de andra dimensioneringsmetoderna. Banverket ser också att en tänkbar utveckling är att i det nationella annexet föreskriva att observationsmetoden kan tillämpas på bergtunnlar och bergrum.

Utifrån genomgången av innehållet i EN 1997-1 bedöms dimensioneringsmetoden "Load tests and tests on experimental models" inte vara direkt tillämpbar för dimensionering av bergkonstruktioner. För observationsmetoden har SveBeFo initierat flera projekt med syfte att beskriva metoden och att utvärdera dess lämplighet. Resultaten från dessa projekt förväntas ge underlag till vidare tillämpning av observationsmetoden för dimensionering av bergtunnlar och bergrum.

Vid genomgången av hur karaktäristiskt värde för bergmassans egenskaper bestäms i Eurokod tolkas den till att det samstämmer med det som anges i BKR (Boverket, 2003):

Karaktäristiskt värde för en materialegenskap skall normalt bestämmas som dess medelvärde. Systematiska skillnader mellan egenskapen vid undersökning och i verklig konstruktion (dimensioneringssituation), egenskapens tidsberoende samt fel i parameterbestämning skall beaktas.

Karaktäristiskt värde för en materialegenskap får även bestämmas genom försiktigt val med ledning av dokumenterad erfarenhet.

⁴ Muntlig uppgift från SIS, december 2005

⁵ Utgåvan innan BFS 2005:9 EBS 2 som innehåller samma formulering

Eftersom lasten på förankringen i kapitel 8 bestäms från dimensioneringen av sponter kan man tolka att kapitlet inte skall tillämpas på bergkonstruktioner. Samtidigt anges det i första stycket att kapitlet bland annat omfattar dimensionering av temporär och permanent förankring för att ge stabilitet till slänter, öppningar och tunnlar. Kapitlet upplevs inte som komplett utan att det i dagsläget mest är anpassat för dimensionering av förankring av sponter. Förhoppningsvis kan den svenska översättningen och de nationella annexen ge närmare vägledning hur dimensionering av förankring av bergbultar skall genomföras.

Slutord

Den svenska översättningen av EN 1997-1 som ges ut under 2006 kommer troligtvis ge en del andra tolkningar än vad som gjorts i denna artikel.

Slutligen, se möjligheterna med Eurokod istället för att fokusera på att den är något obegripligt och konstigt.

Tack till SveBeFo för finansiering av denna artikel genom initiering av Projekt 214.

Referenser

Banverket, 2006, BV Tunnel och Eurokoder, diarienummer B05-4166/BA 45

BFS 2005:9 EBS 2, Boverkets föreskrifter om ändring i verkets regler om tillämpning av europeiska beräkningsstandarder (föreskrifter och allmänna råd), Boverket

BKR 2003, Regelsamling för konstruktion, Boverket

Guidance Paper L, 2003, Application and use of Eurocodes, European Commission

SIS, 2005, www.sis.se

SS-EN 1537, 2000, Execution of special geotechnical works - Ground anchors, SIS

SS-EN 1990, 2002, Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk, SIS

SS-EN 1997-1:2005, Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner - Del 1: Allmänna regler, SIS

Vägverket, 2006, Tunnel 2004 och Eurokoder, diarienummer BY20A 05:23165

ÅDALSBANAN

ETT JÄRNVÄGSPROJEKT MED STARK BERGPRÄGEL

The Ådalen railway

A railway project with extensive rock character

Jan Israelsson, Banverket
Lennart Westman, Banverket
Ulrika Hamberg, Swepro

Sammanfattning

Ådalsbanan är en 18 mil lång järnvägssträcka från Sundsvall i söder till Långsele i norr. På grund av banans åldriga plan- och profilstandard och den dåliga bärigheten har Banverket fått i uppdrag att rusta bansträckningen till en nivå som klarar av att ta emot trafiken från främst Botniabanan i norr. Landskapet är väldigt kuperat vilket gör att det blir mycket tunnlar. Topografin och varierande geologi kräver flexibla tekniska lösningar. Delsträckan Härnösand – Veda är för närvarande under detaljprojektering omfattande sex stycken spårtunnlar med en total längd av ca 11 km. Delsträckan Bollstabruk - Norr Nyland genomgår järnvägsplaneskedet och omfattar två stycken spårtunnlar med 700m resp 2 400 m längd. Krav på aerodynamisk anpassning av tunnelarna har medfört att tunnelarna blir avsevärt mycket större än tunnelarna på angränsande bandelar. Aerodynamiska dimensioneringsprinciper omfattande anpassning av tunnelarea och hastigheten samt användandet av trycktröga tåg diskuteras. Den första tunnelentreprenaden är under upphandling. Ådalsbanan i sin helhet skall vara klar för trafikering år 2010.

Summary

The Ådalen railway is approximately 180 km between Sundsvall and Långsele. Because of poor standard of the alignments and insufficient bearing capacity, the Government gave Banverket the task to improve the railway. The status of the new railway shall be at a level at which traffic from the Botnia railway can be handled. The Ådalen area is hilly requiring lots of tunnels. The topography and varying geological conditions requires technical measures to be flexible. Technical descriptions are being prepared for invited tenders for the part Härnösand – Veda. A distance comprising six railway rock tunnels with a total length of approximately 11 km. The Bollstabruk – Norr Nyland part is in an early design phase. This part include two railway tunnels with 700 and 2 400 m length respectively. Aero dynamical considerations have resulted in increased tunnel areas compared to the connecting railways in north and south. Aero dynamical design principles as tunnel area adjustments, speed reductions and usage of air pressure sealed trains are discussed. The first tunnel is about to be contracted and the Ådalen railway will open in 2010.

Ådalsbanan

Ådalsbanan är en 18 mil lång järnvägssträcka från Sundsvall i söder till Långsele i norr. Den byggdes och invigdes redan på 1890-talet. Järnvägen är extremt kurvig och backig och den ligger på mark som på inget sätt är anpassad eller ens lämplig för de tågvikter som i dag är aktuella. Den nuvarande långsamma och förhållandevis lätta tågtrafiken har orsakat flera skred och ras längs banan. Ådalsbanan är också tekniskt sliten.

Dessutom finns det efter Ådalsbanan inte mindre än 4 000 fastigheter som ligger så nära järnvägen att de i dag varit föremål för utredning och åtgärder. Banverket löser in över 250 bostadshus och bulleråtgärddar ytterligare cirka 500 hus på sträckan. Dessutom tar man mark i anspråk för ytterligare drygt 400 fastighetsägare.

Ådalsbanan kommer att ansluta till Botniabanan strax norr om Nyland i Kramfors kommun. Vi kan leka med tanken att vi på Ådalsbanan tog emot trafiken från denna Europas modernaste järnväg utan att åtgärda Ådalsbanan. Det skulle betyda att vi skulle låta 750 meter långa och 1400 ton tunga godståg eller snabbtåg i 200-250 km/h susa rakt över den nybyggda bron över Ångermanälven och in på Ådalsbanan. Då skulle tågen komma, gissningsvis, 400-500 m in på Ådalsbanan innan det första snabbtåget gick rakt fram i första 90-gradiga kurvan och det första godståget sjönk rakt ner i dyn.

Banverket har därför fått i uppdrag av regeringen att rusta den befintliga banan så att det är tekniskt möjligt att leda vidare den trafik som genereras av Botniabanan. Observera att uppdraget aldrig har varit att optimera förutsättningarna för järnvägstrafik efter kusten, utan att göra det tekniskt möjligt att ta emot trafiken. Trots det planerar Banverket för nybyggnad på två delsträckor efter Ådalsbanan. Anledningen är att det på dessa två sträckor är tekniskt/ekonomiskt olämpliga att rusta den befintliga banan.



Figur 1. Ådalsbanan

Figure 1. The Ådalen railway

I det ena fallet handlar det om sträckan mellan Härnösand och Veda, där Högakustenbron har sitt sydvästra fäste. Den här sträckan går genom Oringen-området, som är mycket kuperat. Vi har här en lutning på 17 % i cirka fem kilometer. Det betyder att de tåg som Botniabanan dimensioneras för inte skulle ta sig upp för backarna ens om vi här anlade Europas modernaste järnväg enligt konstens alla regler.

I det andra fallet handlar det om sträckan mellan Bollstabruk och anslutningen till Botniabanan, ett par kilometer norr om Nyland. Här går järnvägen i dag i ett geotekniskt mycket besvärligt område vid Ångermanälvens utlopp. Områdets undergrund domineras av fina sediment med mycket dålig bärighet. På en plats är området direkt bredvid järnvägen till och med avspärrat för gående för att rasrisken bedöms som så stor. Dessutom går järnvägen här i två mycket snäva kurvor som kraftigt begränsar hastigheten. Att rusta den befintliga järnvägen här och alltså skapa bärighet för ett axeltryck på 25 ton skulle vara så dyrt att kostnaden närmar sig den för att bygga helt nytt. Banverket har därför fått pengar att bygga helt nytt på dessa sträckor.

Pågående och kommande aktiviteter börjar vid anslutningen till Botniabanan i norr där det byggs helt ny järnväg. Sträckan mellan anslutningen till Botniabanan och Bollstabruk är drygt åtta kilometer lång och den innehåller två tunnlar med en sammanlagd längd på drygt tre kilometer. Här ska det dessutom byggas ett triangelspår. Ansökan om tillåtlighet ligger på regeringens bord och förhoppningen är att tillåtligheten beviljas under det första kvartalet i år och att byggstart därmed kan ske 2007.

Mellan Bollstabruk och Veda vid Högakustenbron rustas för närvarande den befintliga järnvägen. Fram till sommaren avslutas markarbeten, profiljusteringar, sprängningar för siktbreddning m m. Från vecka 35 och resten av året byts spåret ut under ett längre tågstopp. På sträckan byggs det tre nya mötesstationer.

Mellan Veda och Härnösand finns den andra nybyggnadssträckan. Sträckan är 21 km lång och innehåller sex spårtunnlar med en sammanlagd längd av cirka elva km och ungefär lika mycket service- och arbetstunnlar. Totalt ska Banverket alltså de närmaste åren bygga åtta nya järnvägstunnlar på Ådalsbanan med en sammanlagd längd på nära 15 kilometer på Ådalsbanan, men mer om det lite senare. Den här sträckan har dessutom tolv nya broar, varav den längsta är Bron över Älandsfjärden som mäter 740 meter. Förberedanden arbeten pågår, så till vida att vi byggt bygg- och servicevägar, samt börjat spränga i förskärningarna vid ett par av tunnarna. Vi är för närvarande mitt i processen att handla upp entreprenörer för en tunnel, diverse markjobb och bron över Älandsfjärden.

Sträckan Härnösand - Sundsvall är nästan sju mil lång att jämföra med Europaväg 4 som är ca 5,5 mil. Det är tekniskt möjligt att rusta den befintliga banan men regeringen har flaggat för att man inte tycker att den lösningen känns tillfredsställande. Dessutom är Banverkets vision snabbtågsstandard mellan Stockholm och Umeå varför vi här gör minsta möjliga ingrepp i avvaktan på möjligheter till mer kraftfulla åtgärder.

Kontaktledningen är 50 år gammal, så den behöver bytas och bankroppen måste stärkas upp för att klara axeltrycket 25 ton. Dessutom måste vi bygga ett antal mötesstationer för att klara den prognostiserade trafikvolymen på upp mot 60 tåg/dygn. Det här arbetet börjar i liten skala i år och skjuter fart 2007.

2010 ska det första tåget i kommersiell trafik rulla på Botniabanan. När det tåget kommer från bron över Ångermanälven kommer det inte att försvinna rakt fram i någon hårnålskurva eller sjunka rakt ner i dyn. Det kommer att rulla över på en bana som för cirka 4,5 miljarder kronor har uppgraderats för att vara den viktiga länk i transportsystemet som den är avsedd att vara.

Delsträckan Härnösand - Veda

Det mest spektakulära inslaget i om- och nybyggnaden av Ådalsbanan är sträckan Härnösand - Veda med 6 st bergtunnlar, vilka utgör nästan tre fjärdedelar av sträckan. Förfrågningsunderlagen för bergtunnlarna projekteras för närvarande och den första tunneln, Bjässholmtunneln, har just skickats ut till entreprenörerna för anbudsräkning. Byggstart beräknas till augusti 2006. Ramböll som har projekteringsuppdraget har samlat en projektgrupp med konsulter från Ramböll, Berg Bygg Konsult och Swepro, vilka är spridda över Stockholm, Sundsvall och Luleå.

Det som gör projekteringen särskilt intressant är att Ådalsbanan löper genom en kuperad terräng vilket innebär en variation mellan stor och ibland mycket liten bergtäckning. Stor bergtäckningen innebär höga grundvattentryck vilket kan försvåra injekteringen och liten bergtäckning ger ofta instabilitet i tunnlar som kräver mycket förstärkning.

Trots de relativt ensligt belägna tunnlar är kraven på inläckande vatten i tunnlar höga. Vattendomar tillsammans med funktionskrav i spårtunnlar där vattendropp ej accepteras ställer höga krav på tätningen av berget. En utveckling av traditionella injekteringsprocesser kommer därför att tillämpas i tunnlar där den högt ställda ambitionen är att skapa en jämntjock tätningsridå runt tunneln.

I sträckans geologi återfinns Metagråvacka, Glimmerskiffer, Granit och Pegmatit. Den bitvis stora bergtäckningen har försvårat bergprognostiseringen och ett flertal metoder har använts i olika skeden för att så väl som möjligt kartlägga de geologiska strukturerna. Terrängens påtagliga ondulering återfinns både i den stora och den lilla skalan och ställvis har förundersökningarna avslöjad omfattande ”yxhugg” i bergöverytan vilket resulterat i ett fall av omprojektering med förkortad tunnel som följd. Stabiliseringen av långa och bitvis höga förskärningslänter kräver speciella tekniker bland annat på grund av höga vattentryck.

De två längsta tunnlar Kroksbergstunneln och Bjässholmtunneln är 4 540 m resp 3 490 m långa. Dessa tunnlar måste av säkerhetsskäl förses med parallella räddnings-

och servicetunnlar som garanterar möjliga utrymningsvägar via regelbundet placerade tvärtunnlar till den parallella servicetunneln. Detta krav samt krav på tunnelsektionens utformning är ständigt föremål för diskussion vilket ger revideringar in i det sista.

Aerodynamisk anpassning vid tunneldesign

Ådalsbanan utgör en länk mellan den snart färdigbyggda Botniabanan och höghastighetsbanan söder om Sundsvall. Ådalsbanan kommer att innehålla åtta nya bergtunnlar och fem uppgraderade tunnlar. I det ursprungliga projekteringsuppdraget ingick att utforma Ådalsbanans bergtunnlar med samma standard som Botniabanans. Ett ökat fokus på passagerarkomfort har dock medfört att den fria arean i Ådalsbanans nyproducerade tunnlar utökas med ca 7 m² jämfört med Botniabanans tunnlar samt att viss tryckavlastning förutsätts ske via sidotunnlarna.

Vilka är då de krav som den aerodynamiska anpassningen baseras på? Det mänskliga örat är i regel väl anpassat för att kompensera och utjämna tryckpåverkan under förutsättning att tryckförändringen är tillräckligt långsam. Komfortkravet definieras därför som en maximalt tillåten tryckförändring av 1,5 kPa över en tidsperiod av 4 sekunder. Omfattande studier av detta fenomen ligger till grund för de beräkningshjälpmedel som finns att tillgå ibland annat Banverkets handbok BVH 585.35 "Aerodynamik i järnvägstunnlar". I bilagorna till denna handbok återfinns relationsdiagram som kan nyttjas för att beräkna tryckändringens omfattning över detta tidsfönster.

Utöver tågets hastighet medverkar ett antal faktorer i framkallandet av tryckförändringar vid passage av en tunnel.

- Tågets tvärsnittsarea i förhållande till tunnelns fria innerarea: Ökad areaskillnad – minskad tryckändring.
- Tågets aerodynamiska utformning: Mer strömlinjeformat – minskad tryckändring
- Tågets längd i förhållande till tunnellängd: störst känslighet i spannet mycket korta tunnlar till tunnellängder ca 7 gånger tågets längd. Därefter relativt begränsad känslighet.
- Tunnelrörets råhet eller friktion: Ökad råhet - minskad tryckförändring (dock av begränsad omfattning)
- Tillgång till tryckavlastande sidotunnlar: Försök visar på upp till halverade tryckförändringsnivåer vid optimal utformning.
- Vagnarnas täthet (trycktröghet): Tätare vagnar – långsammare förlopp vilket kan resultera i att komfortkraven uppfylls inom tidsfönstret.

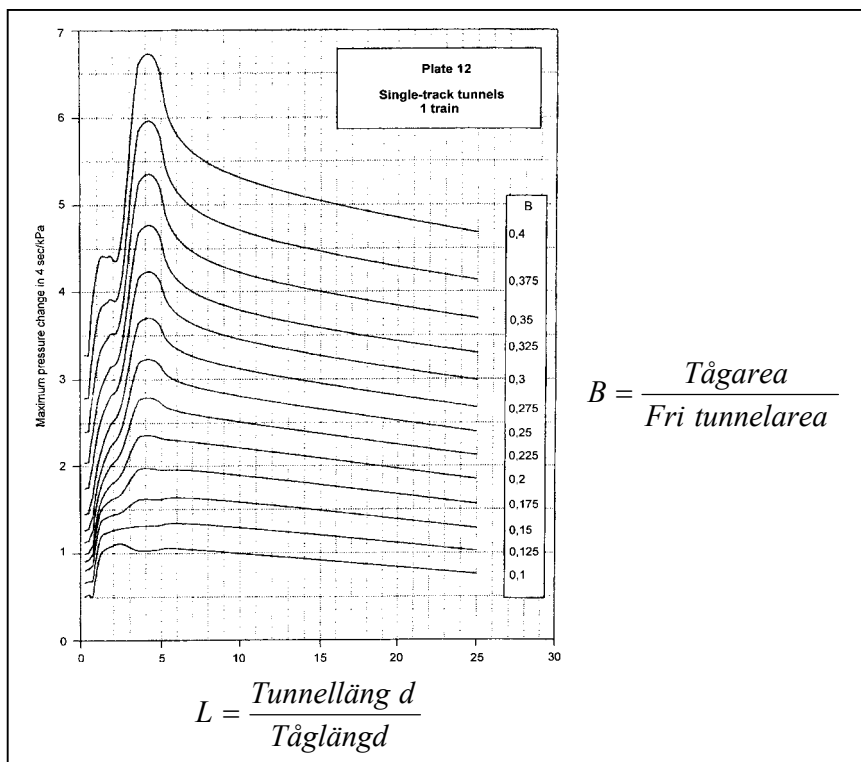
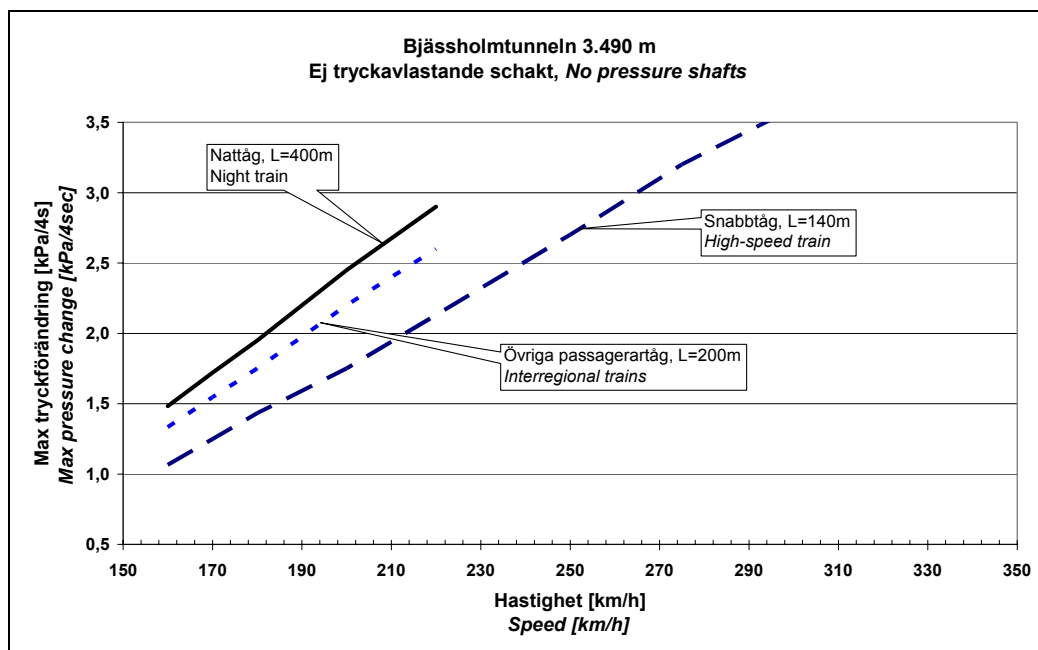


Figure 2. Diagram för beräkning av tryckändringsnivå /ref 1/. I detta fall avses strömlinjeformade tåg i enkelspårstunnel vid hastigheten 200 km/h. Notera känsligheten i intervallet $0 < L < \sim 7$.

Figure 2. Diagram for calculation of pressure change /ref 1/. In this case for streamlined trains in single-track tunnels at the speed of 200 km/h. Note the pressure sensitivity in the range $0 < L < \sim 7$.

Det förefaller vara en förekommande uppfattning att risk för överskridande av de aerodynamiska komfortnivåerna enbart föreligger vid passagerartransport med snabbtåg, dvs i hastigheter från 200 km/h och uppåt. Med ogynnsam relation mellan tåglängd och hastighet kan även de mer långsamgående regionaltågen och nattågen bli föremål för trycköverskridanden. Det är därför lika viktigt att kontrollera situationen för dessa tågtyper i respektive tunnel. För delsträckan Härnösand – Vedas sex tunnlar har ett stort antal kontrollberäkningar gjorts både analytiskt och numeriskt varvid det har visat sig att trots den utökade tunnelarean kommer vissa av tunnarna att kräva tryckavlastning via sidotunnlar. I figur 3 redovisas tryckförändringsnivåerna för studerade tågtyper som funktion av hastighet i Bjässholtstunneln. Resultaten avser tunneln utan tryckavlastande sidotunnlar. Som framgår av diagrammet maximeras de olika tågtypernas möjliga hastigheter olika, främst beroende av deras olika längd men också av snabbtågets mer strömlinjeformade utformning. Gällande komfortkriterium 1,5 kPa/4s begränsar därmed den teoretiska hastigheten i Bjässholtstunneln till ungefär 190, 170 och 160 km/h för snabbtåg respektive övriga passagerartåg och nattåg. Med tillgång till tryckavlastande sidotunnlar reduceras dock tryckförändringsnivåerna varför

Bjässtholmtunneln kommer att kunna trafikeras som avsett utan överskridanden av komfortkriteriet.



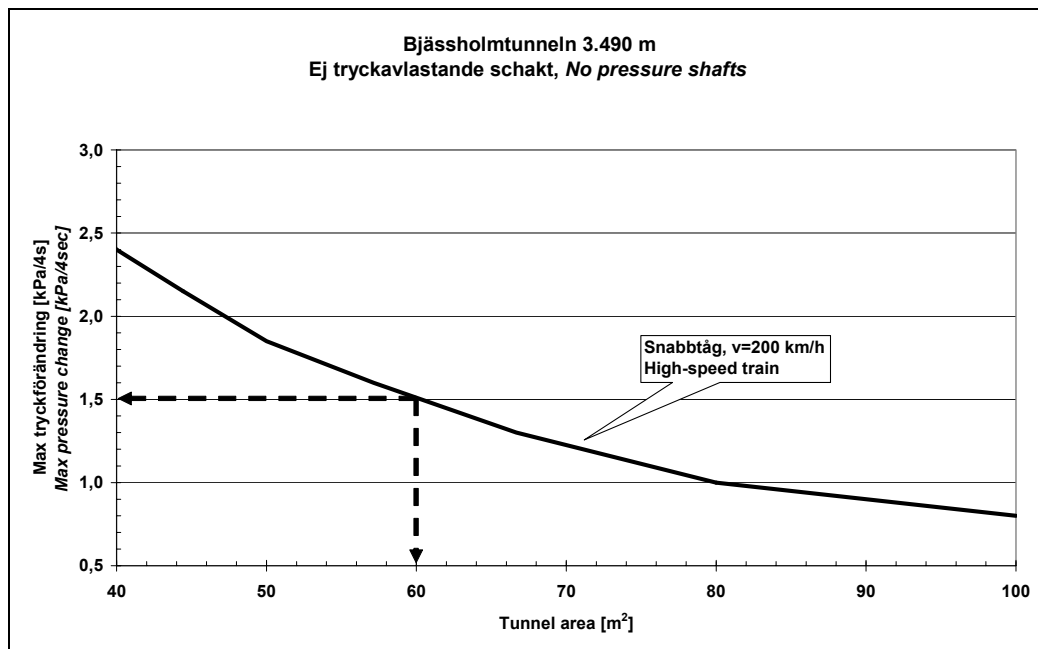
Figur 3. Maximala tryckförändringar över 4 sekunder som funktion av hastighet beräknade för Bjässtholmtunneln. Ingen effekt av tryckavlastande sidotunnlar beaktad.

Figure 3. Maximum pressure change over 4 seconds versus train speed in the Bjässtholmen tunnel. Reductions from pressure shafts are not included in the calculations.

I avsikt att tillmötesgå de aerodynamiska komfortkriterierna kan tre alternativa dimensioneringsprinciper tillämpas:

1. Optimera respektive tunnels tvärsnitt till att medge passage för samtliga, i systemkraven definierade tågtyper i sina respektive dimensionerande hastigheter. Möjlighet till anläggningsekonomiskt optimerad tunneldesign men varierande tunneltvärsnitt skapar mer jobb i projektering och kan motverka rationaliseringsprocessen. Förändrade tåglängder i framtiden kan dessutom skapa påtagliga förändringar av trycknivå i tunnlar med kritisk längd (se figur 2 ovan). Ett exempel på denna typ av optimering för snabbtåg i Bjässtholmtunneln redovisas i Figur 4.
2. Upprätta gemensam normalsektion för samtliga tunnlar som klarar ställda krav oavsett tunnellängd. Projekteringsmässigt optimerad tunneldesign med möjligheter till anläggningsrelaterade samordningsvinster men också stor risk för onödigt stora anläggningskostnader om dimensionerande tunneltvärsnitt avviker markant från övriga tunnlar krav.

- Maximera de olika tågtypernas hastighet för varje tunnel individuellt. Denna princip kan givetvis nyttjas inom rimliga gränser men kan förorsaka komplexa körinstruktioner.



Figur 4. Maximal tryckförändring som funktion av tunnelarea i Bjässtholmtunneln för snabbtåg med hastigheten 200 km/h. Pilar markerar areabehov vid denna hastighet för att innehålla komfortkriteriet. Ingen hänsyn tagen till tryckreducering via sidotunnlar.

Figure 4. Maximum pressure change versus tunnel area for the Bjässtholmen tunnel considering high-speed train at 200 km/h. Arrows indicate needed area in order not to exceed the comfort criteria at this speed. Pressure reduction from pressure shafts not considered.

Det mest flexibla och troligen också mest kostnadseffektiva medlet för att tillgodose de aerodynamiska komfortvillkoren är att trafikera bansträckningen med trycktröga tåg. Detta skulle medföra att även befintliga tunnlar kan trafikeras i högre hastigheter förutsatt att trycknivåerna inte äventyrar tunnelarnas tekniska installationer.

Om ett år hoppas vi få återkomma och redogöra för det verkliga utfallet av vår planering. Vid det laget har Bjässtholmtunneln drivits under ett halvår med normalsektion och vi kommer att kunna berätta hur tät tunneln har blivit, hur väl prognoserna har stämt och hur bra det gick att driva tunnel i tex pegmatiterna. Delsträckan Bollstabruk – Norr Nyland är i färd med att påbörjas och befintliga tunnlar har åtgärdats.

REFERENSER

- Banverket, BVH 585.35 "Aerodynamik i järnvägstunnlar"

SKB:S SLUTFÖRVARSPROJEKT – ERFARENHETER FRÅN INLEDANDE PROJEKTERINGSSTUDIER

The SKB deep repository project – experiences from initial design studies

*Rolf Christiansson, SKB
Martin Brantberger, Ramböll
Thomas Jansson, Tyréns
Per Tengborg, FB Engineering*

Sammanfattning

Denna artikel beskriver den inledande projektering som gjorts inom ramen för den inledande platsundersökningen för ett slutförvar för använt kärnbränsle vid Forsmark i Östhammars kommun, samt vid Simpevarp och Laxemar i Oskarshamns kommun. Arbetet har utförts som tre fristående projekteringsuppdrag med gemensamma projekteringsförutsättningar. Resultaten visar på genomförbarhet för samtliga studerade alternativ. Det framgår även att de tre platserna uppvisar delvis olika frågeställningar för ett slutförvar på ca 500 m djup. Dessa frågeställningar har förts tillbaka till platsundersökningarna, och fördjupat underlag för ytterligare projekteringsinsatser förväntas till nästa projekteringsomgång 2007. De resultaten kommer att utgöra underlag till SKB:s val av plats för slutförvaret, och lokaliseringsansökan till regeringen.

Summary

This paper describes the preliminary design carried out for a final repository for spent fuel carried out at Forsmark in the municipality of Östhammar, and at Simpevarp and Laxemar in the municipality of Oskarshamn. The design works have been carried out within three independent contracts, but with common design premises. The results indicate feasibility for all alternatives. It is also shown that the sites partly have different issues of concern for siting a repository at 500 m depth. There has been a feed-back from the design works to the ongoing site investigations, and a deepened site understanding is expected to the next design step in 2007. These results will be a part of the background information in SKB's site selection and the application to the government on siting of the repository.

1. Bakgrund och syfte

Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB) genomför sedan 2002 platsundersökningar i Oskarshamn och Forsmarks kommuner (SKB, 2000). Målet med undersökningarna är att välja en plats som föreslås för placering av ett slutförvar för använt bränsle, samt att lämna en ansökan till Regeringen om lokaliserings- och byggtillstånd av denna anläggning på den valda platsen.

Projekteringen avser studier av placeringen av ett slutförvar på 400 – 700 m djup på den studerade platsen. Anläggningen avses uppföras enligt KBS-3 metoden. Det använda bränslet placeras enligt denna metod i ett stålhölje, som inkapslas i koppar. Kopparkapslarna placeras i vertikala borrhål (deponeringshål), ca 1,8 m i diameter och 8 m djupa. Borrhålen borrar från deponeringstunnlar, som med hänsyn till främst driftsäkerhet och arbetarskydd ansätts ha en maximal längd på ca 300 m.

Syftet med denna artikel är att summera det projekteringsarbete som utförts baserat på de inledande undersökningsresultaten. Projekteringsarbetet har utförts av tre konsultgrupper för tre olika delområden (tabell 1).

Tabell 1: Studerade platser och konsultgrupper. *Studied sites and design teams.*

Plats/kommun	Projektör	Underkonsult
Simpevarp/Oskarshamn	FB Engineering	Geostatistik LO, Kemakta Konsult, Naturgasteknik, Team uStation, Tyréns
Laxemar/Oskarshamn	Tyréns	NGI
Forsmark/Östhammar	Ramböll	Gridpoint Oy, I & T Olsson, Golder Associates

2. Platsundersökningsprogrammet

Platsundersökningarna omfattar undersökningar om platsens geologiska, geohydrologiska, bergmekaniska, termiska och grundvattenkemiska förhållanden ner till 1000 m djup. Dessutom kartläggs hydrologiska, biologiska och ekologiska situationer inom undersökningsområdena, som omfattar några 10-tal km² vardera.

Undersökningsresultaten används för upprättande av versionshanterade modeller, t ex inom bergmekanik (Andersson m fl, 2002), vilka summeras i platsbeskrivningar för respektive plats. Modelleringen är uppdelad två steg baserad på den inledande undersökningen, respektive den kompletta platsundersökningen. Den inledande undersökningen, som slutfördes 2005, avsåg att med begränsade borrhningar bedöma om platsen är lämplig för fortsatta undersökningar.

Modelleringsresultaten från de två utredningsstegen ligger till grund för projektering, innefattande bl a förslag till platsanpassad lokalisering av slutförvaret, samt analys av den långsiktiga säkerheten utifrån risken att radionuklider kommer till geosfären från den föreslagna anläggningen.

3. Projekterings omfattning

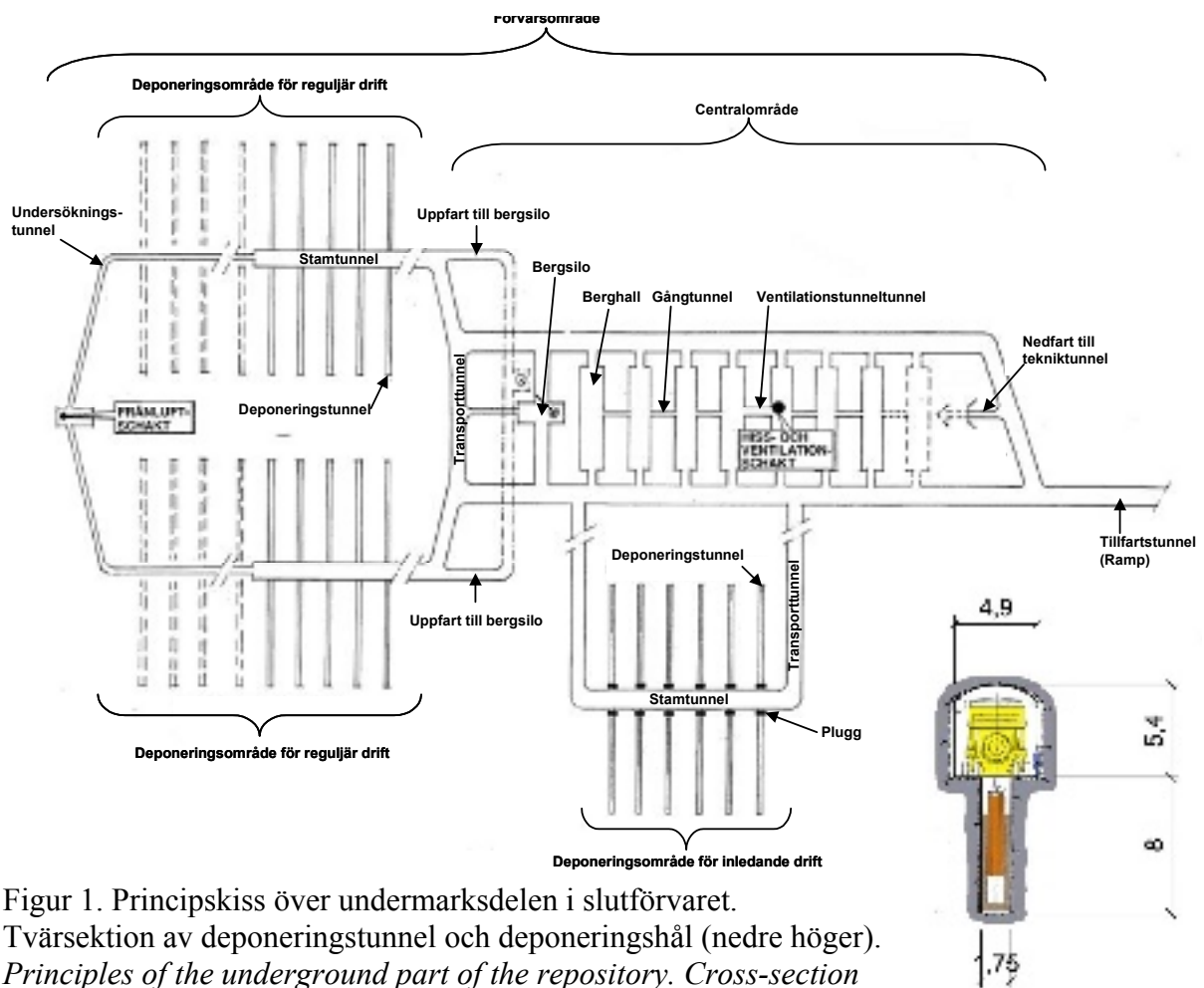
Projektering och säkerhetsbedömning baserad på resultat av de inledande platsundersökningarna är av naturliga skäl översiktliga. Projekteringen i detta tidiga skede är en utredning där de viktiga uppgifterna är att (se SKB, 2004):

- Prova olika lokaliseringalternativ inom de studerade platserna (platserna), både i planläge och djup. Det ansatta djupintervallet är 400 – 700 m.
- Bedöma om platsen är tillräckligt stor för ett slutförvar.
- Bidra till att fokusera den fortsatta undersökningsstrategin på kritiska frågor för platsen som kan påverka undermarksanläggningens lokalisering och utformning.

Baserat på överenskommen drifttid för kärnkraften anses att slutförvaret kommer att behöva rymma 4 500 kapslar. Men med hänsyn till osäkerhet i kärnkraftprogrammets livslängd utförs projekteringen för 6 000 kapslar. Detta motsvarar 60 års livslängd för de 10 verk som är i drift.

Grundförutsättningen för tillfarter till slutförvaret är att en spiralramp, samt schakt för skip (transport av bergmassor), persontransport och ventilation ska byggas. Tillfarterna börjar på ett industriområde, som ansluter till ett s.k. centralområde under jord. Där rymms bergtrum för olika servicefunktioner (el, pumpar, ventilation, service av fordon mm), samt för mellanlastning av schakt- och återfyllningsmassor samt kapslar. Eftersom slutförvaret ska kunna byggas ut etappvis, med samtidig deponering och återfyllning krävs speciella layoutlösningar för att säkerställa att den ”smutsiga” byggsidan separeras från hantering av det använda bränslet. I detta skede har SKB tillhandahållit en principiell lösning för tillfarter och centralområde. En skiss av slutförvarets olika funktioner visas i figur 1.

I korthet kan sägas att slutförvaret avses lokaliseras till ur bergbyggnadssynpunkt ”bra berg”. En komplikation avseende geometrisk utformning är kravet på säkerhet för hantering och deponering av radioaktivt material samtidigt med bygge, samt anläggningens storlek. Utrymmesbehovet gör det troligt att slutförvarets deponeringsområden måste delas upp i flera deponeringsområden på grund av förekomst av sprickzoner eller andra heterogeniteter i berggrunden som vill undvikas. Det bedöms att anläggningen behöver ta minst ett par km² i anspråk. Med den stegvisa utbyggnaden får deponeringstunnlarna en livslängd på ca 5 år innan de återfylls. Återfyllning ska göras med högkompakterad tätjord med innehåll av svällande lera. Den resteffekt som finns i kapslarna kommer att medföra en temperaturökning, och tillskott av termiskt inducerade spänningar redan några år efter återfyllning av tunnlar. Den termiska effekten har avtagit helt efter ca 1000 år.



Figur 1. Principskiss över undermarksdelen i slutförvaret.
 Tvärsektion av deponeringstunnel och deponeringshål (nedre höger).
Principles of the underground part of the repository. Cross-section of deposition tunnel and deposition hole (lower right).

4. Projekteringsmetodik

SKB har bedömt vilka krav och kriterier som slutförvaret ställer på berget (Andersson m fl, 2000). De innehåller 7 faktorer som är diskriminerande för slutförvaret med tanke på långsiktig säkerhet. Dessutom anges ett stort antal lämplighetsindikatorer. Betydelsen av dessa avgörs genom analys. Det kan vara t ex effekten av platsens bergspänningssituation, dvs en typisk bergmekanisk utredning inom ramen för undermarksprojektering. Andra analyser av kriterier kan gälla betydelsen av bergets värmeledningsförmåga.

För att underlätta jämförelsen mellan de tre olika platserna, tillämpas detaljerade projekteringsanvisningar (SKB, 2004), i vilka omfattningen och genomförandet av de olika analyserna i den inledande projekteringen beskrivs. De analyser som ska utföras i den inledande projekteringen avser:

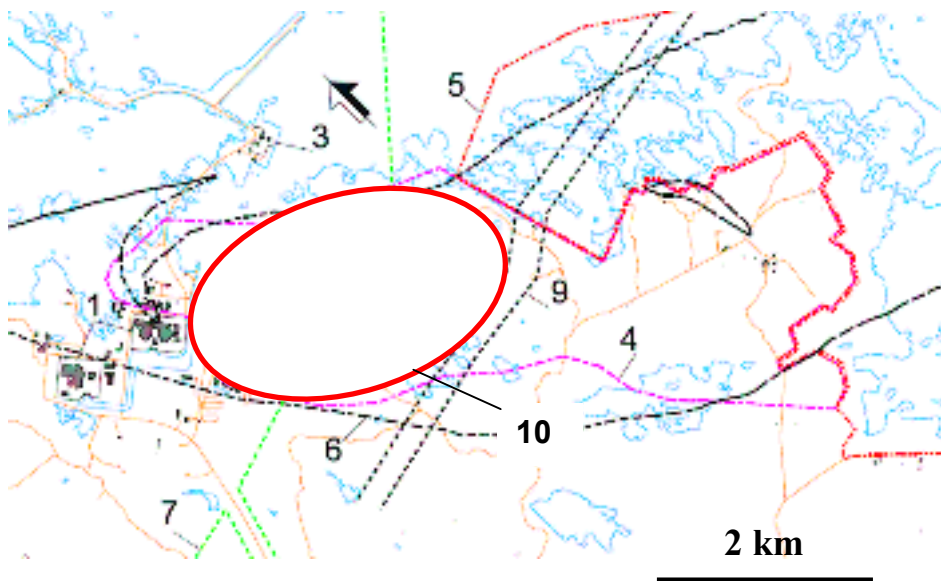
- Tillräglig plats med avseende på områdets begränsningslinjer och identifierade deformationszoner med dess respekt- eller skyddsavstånd.
- Nödändigt avstånd mellan deponeringstunnlar och mellan deponeringshål med hänsyn till maximal tillåten temperatur på kapselytan.
- Lämplig orientering för deponeringstunnlar med hänsyn till vatteninläckage och stabilitet i deponeringstunnlar och deponeringshål.
- Bortfalls analys, dvs hur stor andel av deponeringshålen kan komma att inte utnyttjas med hänsyn till för stort vatteninflöde, instabilitet samt förekomst av andra icke önskvärda parametrar (bedöms från platsbeskrivningens sprickmodeller).
- Studier av alternativa layouter.
- Beräkningar av vattenomsättningen kring det studerade alternativet, dvs inflöde, påverkansområde på grundvattenytan samt saltvattenuppträngning, vilket kan ha negativ effekt på bufferten i slutförvaret.
- Bedömning av tätnings- och förstärkningsbehov.
- Analys av platsens möjlighet att rymma förvaret samt summering av kritiska faktorer.

Projekteringen genomförs stegvis, med ett antal avstämningspunkter (se SKB, 2004).

5. Platsbeskrivningar

5.1 Forsmark

I figur 2 ges en översikt av platsen i Forsmark. Efter en inledande förstudie, vilken omfattade hela Östhammars kommun och som avslutades år 2000, identifierade SKB ett intressant område sydost om Forsmarks kärnkraftverk som är ca 6 km långt och 2 km brett. Fördelar med detta område var framför allt att ett väl definierat område med potentiellt gynnsamma geologiska förutsättningar (homogen granit), och att ett detaljplanlagt industriområde med befintlig infrastruktur (vägar och hamn) redan finns. Styrande för projekteringen var att gränserna för graniten, som omges av gnejs, och det befintliga naturreservat skulle innehållas. På grund av förekomsten av en dominerande deformationszon (ZFMNE00A2) samt osäkerheter avseende möjligheten att förlägga djupförvaret under kärnkraftverket respektive för långt ut under havet, definierades dessutom ett prioriterat område för undermarksanläggningen. Ovanmarksanläggningen för djupförvaret kommer att lokaliseras vid det så kallade "bostadsområdet" vid infarten till kärnkraftverket eller som ett uppdelat område både vid "bostadsområdet" samt vid ovanjordsdelen för Slutförvar För Reaktoravfall (SFR).



Figur 2: Översikt av platsen i Forsmark. 1/ Kärnkraftverk 2/ "Bostadsområdet" 3/ SFR-
 ovanmarksdel 4/ Kandidatområde 5/ Naturreservat 6/ granit (domän 29) 7/
 Detaljplanelagt industriområde 8/ Deformationszon ZFMNE00A2 på 400 m djup 9/
 Deformationszon ZFMNE00A2 på 500 m djup 10/ Prioriterat område för slutförvaret.
*Overview of the Forsmark area. 1 /Nuclear power plants 2/ Residential area 3/ SFR
 surface facilities 4/ Candidate area 5/ nature reserve 6/ granite (rock domain 29) 7/
 industrial area 8/ Deformation zone ZFMNE00A2 at 400 m depth 9/ Deformation zone
 ZFMNE00A2 at 500 m depth 10/ area of priority to the deep repository*

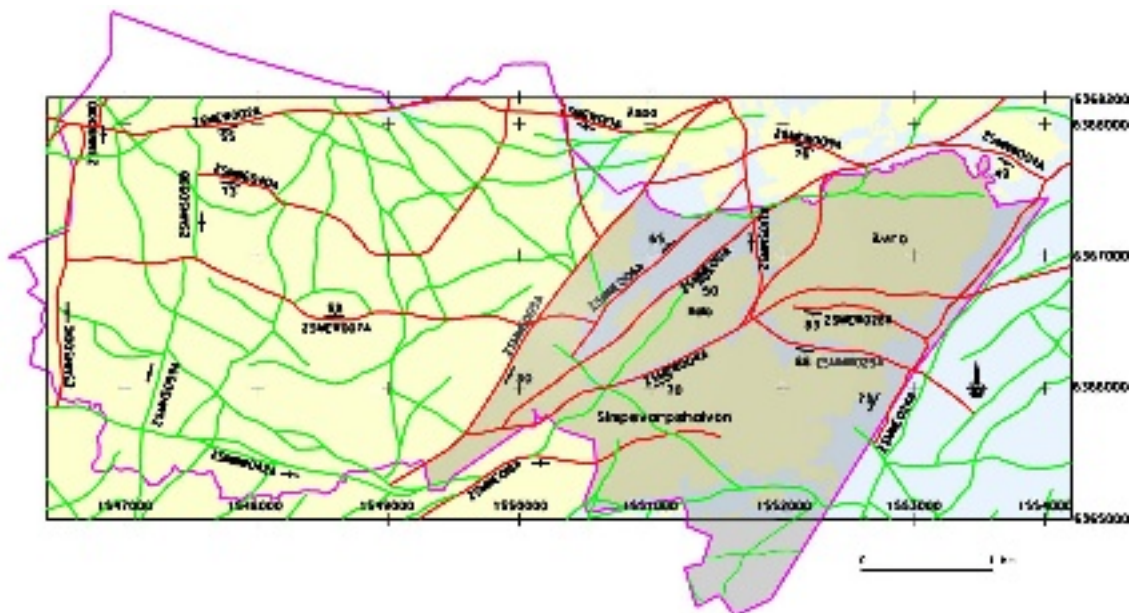
Det ska noteras att förutom zonen ZFMNE00A2 korsas platsen av ett antal mer eller mindre tydliga deformationszoner.

En detaljerad platsbeskrivning av Forsmarksområdet ges i SKB, 2005a. Generellt är bergmassan i området av mycket god kvalitet, med få sprickor och en låg hydraulisk konduktivitet. Även i deformationszonerna är berget av relativt god kvalitet med en låg konduktivitet på grund av bl a riktligt med fyllningsmaterial. Ned till ca 200 m djup finns dock subhorisontella zoner som lokalt kan vara kraftigt vattenförande, vilket måste beaktas vid drivningen av tillfartstunneln och schakten. I tabell 2 redovisas en översikt av de geologiska, bergmekaniska och hydrogeologiska förutsättningarna inom graniten (bergdomän 29).

Baserat på inledande analyser av möjliga djup samt platsens potential att rymma förvaret konstaterades att undermarksanläggningen skulle lokaliseras så ytligt som möjligt med hänsyn till de höga bergspänningarna inom Forsmarksområdet. Den fortsatta projekteringen utfördes därför med fokus på förvarsdjupet 400 – 500 m, vilket bedömdes rimligt med hänsyn till bergets låga konduktivitet på aktuellt djup.

Tabell 2: Översikt av geologiska, bergmekaniska och hydrogeologiska förutsättningar i Forsmark graniten (bergdomän 29) enligt SKB, 2005a. *Overview of some key rock conditions, Forsmark, according to SKB, 2005a.*

Bergspänningar, 350-650 m djup (z), medelvärde (MPa)	Enaxlig tryckhållfasthet intakt berg, medelvärde (MPa)	Hydraulisk konduktivitet mellan zoner, medelvärde (m/s)	Hydraulisk konduktivitet, zoner (m/s)
$\sigma_H = 35 + 0,020z$	45	$Ca \cdot 10^{-11}$	$Ca \cdot 10^{-8} - 10^{-10}$
$\sigma_h = 19 + 0,025z$	31,5		$Ca \cdot 10^{-4} - 10^{-6}$ i sub horisontella zoner
$\sigma_v = 0,0265z$	13,2		(< 200 m djup)



Figur 3: Lokalt modellområde och intresseområde för slutförvar i Simpevarp. Området som anvisats för projektering av ett slutförvar är rasterat. Deformationszonerna är markerade i figuren.

Local model area Simpevarp, Interest area for the deep repository and the current study area at Simpevarp shown in grey. The lines represent the deformation zones.

5.2 Simpevarp

Det studerade området Simpevarp utgörs i huvudsak av Ävrö, Hålö och Simpevarpshalvön. I väster avgränsas området av deformationszonen ZSMNE005A, även kallad Äspö skjuvzon och i öster av deformationszonen ZSMNE024A som också ger en avgränsning mot havet. Området, som är gråmarkerat i figur 3, är 7,6 kvadratkilometer stort.

Ett flertal olika intressen finns inom det studerade området Simpevarp. Hela det aktuella området är avsatt som riksintresse för slutlig förvaring av använt kärnbränsle och kärnavfall, men också som riksintresse för kust- och skärgårdsområde. Både Hålö och Ävrö har skyddad natur och utgör riksintresse för naturvård. Vidare är Simpevarpshalvön, större delen av Ävrö samt en mindre del av Hålö identifierade som område avsatt för energiproduktion och energiteknisk verksamhet. Oskarshamns kärnkraftverk och Centralt Lager för Använt Bränsle (CLAB) är placerat på Simpevarpshalvön, vilket innebär att denna del av området redan idag har energiteknisk verksamhet. Huvudalternativ för placering av slutförvarets ovanjordsanläggning förväntas kunna ske i anslutning till befintlig verksamhet vid CLAB.

Enligt platsbeskrivningen för Simpevarp (SKB, 2005b), redovisas de förutsättningar som gäller för platsen avseende geologi, geohydrologi, bergmekanik mm. Bergmassan består av tre olika bergdomäner, nämligen domän A – Ävrögranit vars utbredning dominerar i området, domän B - finkornig dioritoid, domän C – en blandning av kvartsmonzodiorit/Ävrögranit. Det har också bedömts att området har två domäner med skilda spänningstillstånd, vilket kan förklaras med geometrin för några dominerande deformationszoner. En sammanställning av bergmekaniska och hydrogeologiska data för Simpevarpsområdet redovisas i tabell 3 nedan.

Tabell 3: Sammanställning av medelvärden på bergmekanisk och hydrogeologisk data från platsbeskrivningen, version 1.2, Simpevarp, (SKB, 2005b). *Overview of some key rock conditions, Simpevarp (SKB, 2005b).*

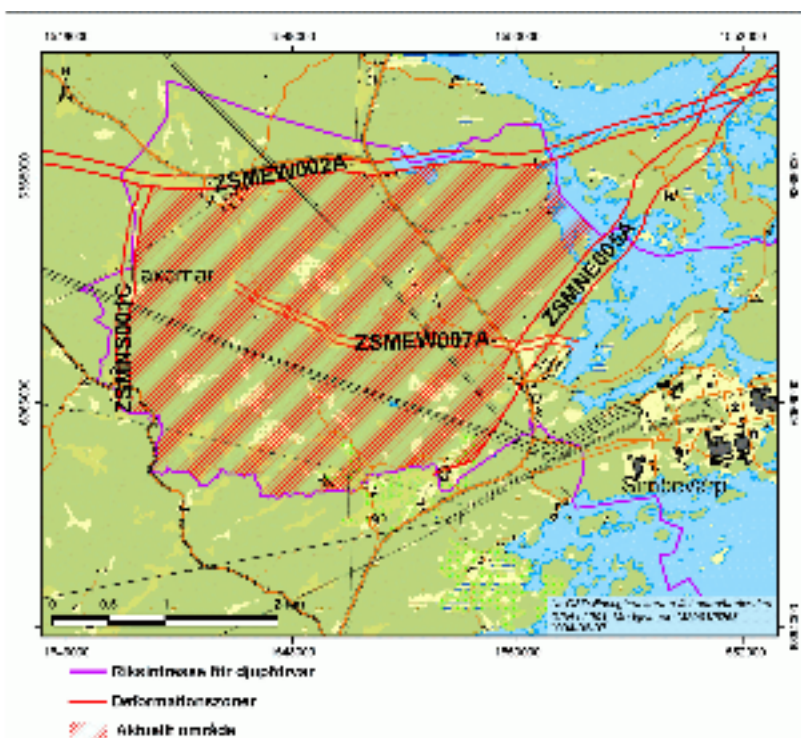
Bergspänningar, medelvärde, 500 m, (MPa)	Bergart	Tryckhållfasthet intakt berg (MPa)	Hydraulisk konduktivitet (m/s)	Vattenföring zoner (m ² /s)
Spänningsdomän I	Ävrögranit	210	Ca 5×10^{-9}	Geometrisk medelvärde**): $T = 1 \cdot 10^{-5}$ Min: $8,4 \cdot 10^{-08}$ Max: $3,6 \cdot 10^{-04}$
$\sigma_H = 32$	Finkornig	210		
$\sigma_h = 9,5$	dioritoid			
$\sigma_v = 14$	Kvartsmonzo-	165*		
Spänningsdomän II	diorit/Ävrö-			
$\sigma_H = 16$	granit			
$\sigma_h = 5,5$				
$\sigma_v = 14$				

*) Avser kvartsmonzodiorit, **) Avser zoner med information om egenskaper i platsbeskrivningen, d v s zoner bedömda med hög konfidensgrad

5.3 Laxemar

Laxemar är ett cirka tio kvadratkilometer stort område på fastlandet väster om Simpevarpshalvön. Området begränsas i norr av deformationszonen ZSMEW002A (Mederhultszonen), i väster av ZSMNS001C och i öster av ZSMNE005A (Äspözonen). I syd, och delvis i nordost, sammanfaller gränsen med den södra begränsningen av riksintresset för djupförvar. Utbredningen framgår av figur 4. Ovanjordsanläggningens

placering påverkas av ett antal intressen. De östra delarna av utredningsområdet, dvs öster om kustvägen, berörs av riksintressen för naturvård och friluftsliv. Inom området finns även ett flertal, av Skogsvårdsstyrelsen, utpekade nyckelbiotoper och skogsområden med höga naturvärden. Vidare finns en spridd bebyggelse samt flera fornhistoriska och kulturhistoriska lämningar. Genom området går dessutom 400 kV kraftledningar från Oskarshamns kärnkraftsverk.



Figur 4 Lokalt modellområde och intresseområde för slutförvar i Laxemar. Området som anvisats för projektering av ett slutförvar är rastreat. Deformationszonerna är markerade i figuren.

Local model area Laxemar, Interest area for the deep repository and the current study area at Laxemar shown in grey. Only the deformation zones limiting the area and zone ZSMEW007A are shown.

Undersökningarna av berggrunden kom i gång först under 2004, efter tecknade av avtal med cirka 80 privata markägare. Området domineras av tre sk bergdomäner; i norra delarna av domän A, som domineras av Ävrögranit, i de centrala delarna av domän M, som innehåller en mix av Ävrögranit och gabbro, och slutligen i syd av domän D, som domineras av kvartsmonzodiorit. Berget har normalt någon spricka per meter. Det genomkorsas av en handfull mindre och större deformationszoner som har hög sprickfrekvens och vattenföring. Den mest styrande zonen för projekteringen är en öst-västlig och som delar området i en sydlig respektive nordlig del. Fokuseringen på projekteringen har gjorts på den sydligare delen av området som bedöms mer flexibel och där tillgänglig yta ökar med djupet eftersom den dominerande öst-västliga zonen, ZSMEW007A, lutar mot norr. I tabell 4 redovisas en översikt av de bergmekaniska och

hydrogeologiska förutsättningarna, baserad på den preliminära platsbeskrivningen, version 1.2 (SKB, 2006).

Tabell 4: Sammanställning av medelvärden på bergmekanisk och hydrogeologisk data från platsbeskrivningen, preliminär version 1.2 (SKB, 2006). *Overview of some key rock conditions, Laxemar (SKB 2006).*

Bergspänningar, medelvärde, 500 m (MPa)	Bergart	Tryckhållfasthet intakt berg (MPa)	Hydraulisk konduktivitet (m/s)	Vattenföring zoner (m ² /s)
$\sigma_H=34$	Ävrögranit	195	Ca 10^{-10} m/s	Geometrisk medelvärde för zoner: $T=1,3 \cdot 10^{-5}$ m ² /s
$\sigma_h=13,5$	Ävrögranit/ Gabbro	195		
$\sigma_v=10$	Kvarts- monzsodiorit	165		

6. Bergtekniska aspekter

Bergtekniska frågeställningar avseende djupförvaret är både byggrelaterade och deponeringsrelaterade. Med deponeringsrelaterade frågeställningar avses speciella bergtekniska frågeställningar men som kan ha effekt på slutförvarets funktion och långsiktiga säkerhet, och således normalt inte hanteras i undermarksprojekt. Exempel på deponeringsrelaterade frågeställningar anges i tabell 5.

6.1 Forsmark

I Forsmark är instabilitet i deponeringshåll pga förväntade höga bergspänningar, en av de bergtekniska aspekter som främst måste beaktas. Enligt projekteringsanvisningarna (SKB, 2004) får inte ett deponeringshåll tillgodoräknas om spjälkning av bergmassan sker till sådan omfattning att hålets diameter ökar över ett ansatt värde. Vidare kan för höga bergspänningar ge stabilitetsproblem i tunnlar och schakt, vilket försvårar tunneldrivningen samt innebär att säkerheten för arbetare äventyras. Valet av förvarsdjup kan därför ha betydelse.

Baserat på de bergspänningar som anges i tabell 2 (inkl osäkerheter) och med en spänning då spjälkning initieras (σ_{sm}) på 120 ± 5 MPa, utfördes 10 000 Monte Carlo simuleringar för att beräkna sannolikheten för spjälkning samt säkerhetsfaktorn avseende spjälkning i deponeringshåll (Martin, 2005). Säkerhetsfaktorn definierades som $\sigma_{sm} / \sigma_{\theta\theta}$ där $\sigma_{\theta\theta}$ är den maximala tangentiella spänningen längs deponeringshålet. Beräkningarna av $\sigma_{\theta\theta}$ utfördes i sin tur för ett deponeringshåll utan hänsyn till angränsande deponeringshåll och deponeringstunnel enligt ekvation 1.

Tabell 5: Exempel på deponeringsrelaterade bergtekniska frågeställningar som kan påverka slutförvarets funktion och långsiktig säkerhet. *Example of rock related aspects influencing the function and long term safety of the repository.*

Frågeställning	Möjlig effekt	Åtgärd	Konsekvens
Instabilitet i deponeringshåll	Deponeringshålet kan inte utnyttjas (bortfall av deponeringshåll)	Orientering av deponeringstunnlar för att minimera spänningsproblematik	Minskad flexibilitet i förvarets geometriska utformning
Fördelning av vattenförande sprickor i berget	Vissa sprickor kan inte injekteras till ett givet täthetskrav, risk för erosion i buffert	Sådana deponeringshåll får anses förkastade	Ökat utrymmesbehov för slutförvaret
Bergets värmeledningsförmåga	För hög temperatur på förvaringskapselns yta	Ökning av avstånd mellan främst deponeringshåll	Ökat utrymmesbehov för slutförvaret
Framtida seismisk aktivitet (pga glaciation)	Rörelser längs deformationszoner, förvaringskapseln kan skadas	Deponeringstunnlar lokaliseras med ett visst avstånd (respektavstånd) till deformationszoner, undvik ”långa” sprickor	Påverkar förvarets geometriska utformning och dess utrymmesbehov

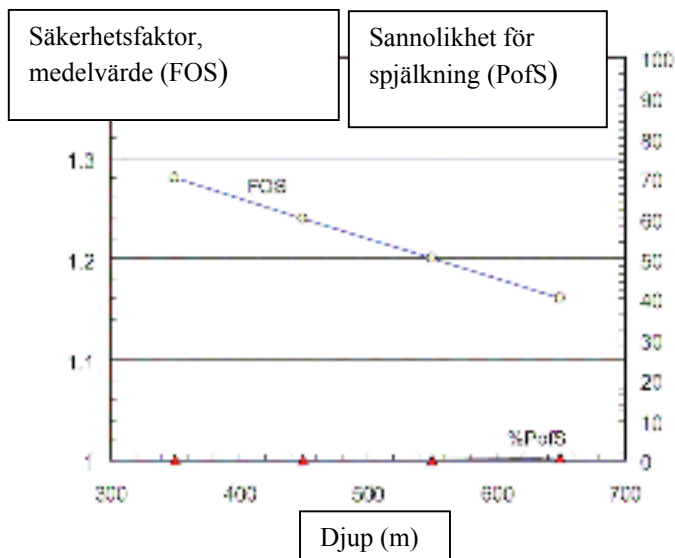
$$\sigma_{\theta\theta} = 3\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$$

Ekvation 1

där $\sigma_{\max}$ och $\sigma_{\min}$ är den största respektive minsta ”far-field” spänningen i analysplanet.

Beräkningar av maximala spänningar runt deponeringstunnlar utfördes med både metodiken som beskrivs ovan (med antagande om cirkulära tunnlar) samt numeriska analyser med beräkningsprogrammet Examine 3D. I figur 5 redovisas resultatet för deponeringshåll.

Från figur 5 kan det konstateras att sannolikheten för spjälkning är liten i deponeringshållen för djupintervall 400 – 650 m, och att inget bortfall av deponeringshåll således kan förväntas pga höga spänningar.



Figur 5: Säkerhetsfaktor (medelvärde) samt sannolikhet för spjälkning runt deponeringshål (modifierad från Martin, 2005). *Mean factor of safety (FOS) and probability of spalling (PofS) in a deposition hole (modified from Martin, 2005).*

Slutsatsen från beräkningarna av spänningarna runt deponeringstunnlar, var att någon större risk för spänningsinducerade stabilitetsproblem i tunnlar inte kan förväntas om dessa lokaliseras parallellt med den största horisontalspänningen. Det finns emellertid en osäkerhet avseende storleken på den största horisontella spänningen. Med en konservativ bedömning av den största horisontella spänningen, erhålls maximala spänningar runt ett deponeringshål enligt tabell 6. Med en spänning då spjälkning induceras (σ_{sm}) på 120 ± 5 MPa (Martin, 2005) blir sannolikheten för spjälkning i ett deponeringshål och tunnlar i stor vinkel till största horisontella spänningen således stor. Risken för spänningsinducerade stabilitetsproblem i framför allt stamtunnlar kommer därför att bli större.

Tabell 6: Beräknade maximala spänningar runt ett deponeringshål, djup 450 m. Spänningar är beräknade med ekvation 1. *Calculated maximum stresses around a deposition hole.*

Största horisontella spänning, konservativ bedömning (MPa)	Minsta horisontella spänning från SKB, 2005a (MPa)	Beräknad maximal spänning runt deponeringshål (MPa)
54 (min)	36 (max)	126
60 (bedömt medelvärde)	30 (medelvärde)	150
66 (max)	24 (min)	174

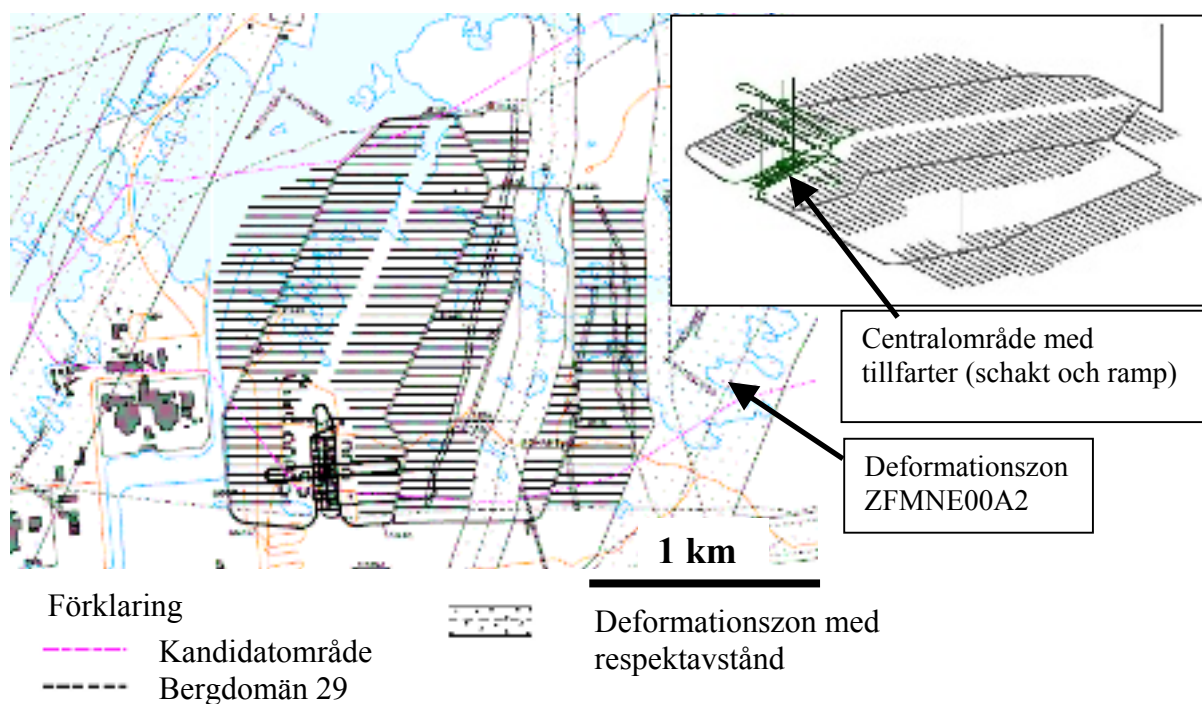
Ur byggsynpunkt är även passagen med de ytliga subhorisonella zonerna en fråga som speciellt måste beaktas, då dessa zoner kan vara mycket vattenförande. En noggrann undersökningsborrning före och under drivningen av ramp och schakt måste därför utföras samt beredskap för omfattande injekteringsinsatser måste finnas. Vid högre

bergspänningar än förväntat kan även tunneldrivning och förstärkning behöva anpassas med hänsyn till risken för spjälkning av bergmassan.

I figur 6 redovisas en av de möjliga layouter på undermarksanläggningen, som projekterades för Forsmark. Den utsprängda bergvolymen för tunnlar i denna layout är exklusive centralområde, ramp och schakt ca 1 675 000 m³. Några av förutsättningarna för layouten visas i tabell 7.

Tabell 7: Sammanställning av analyserna i Forsmark. *Premises for the layout in Forsmark.*

Analys	Resultat / underlag till layouten
Förvarsdjup	400-500 m
Avstånd mellan tunnlar och mellan hål	40 m mellan tunnlar och 6 m mellan deponeringshål.
Orientering på deponeringstunnlar	Parallellt med orienteringen på den största horisontalspänningen (NV-SÖ)
Bortfall av deponeringshål	Den sammanvägda bortfallsprocenten har bedömts till ca 9 % (pga att långa sprickor skär deponeringshål) för det aktuella djupet.

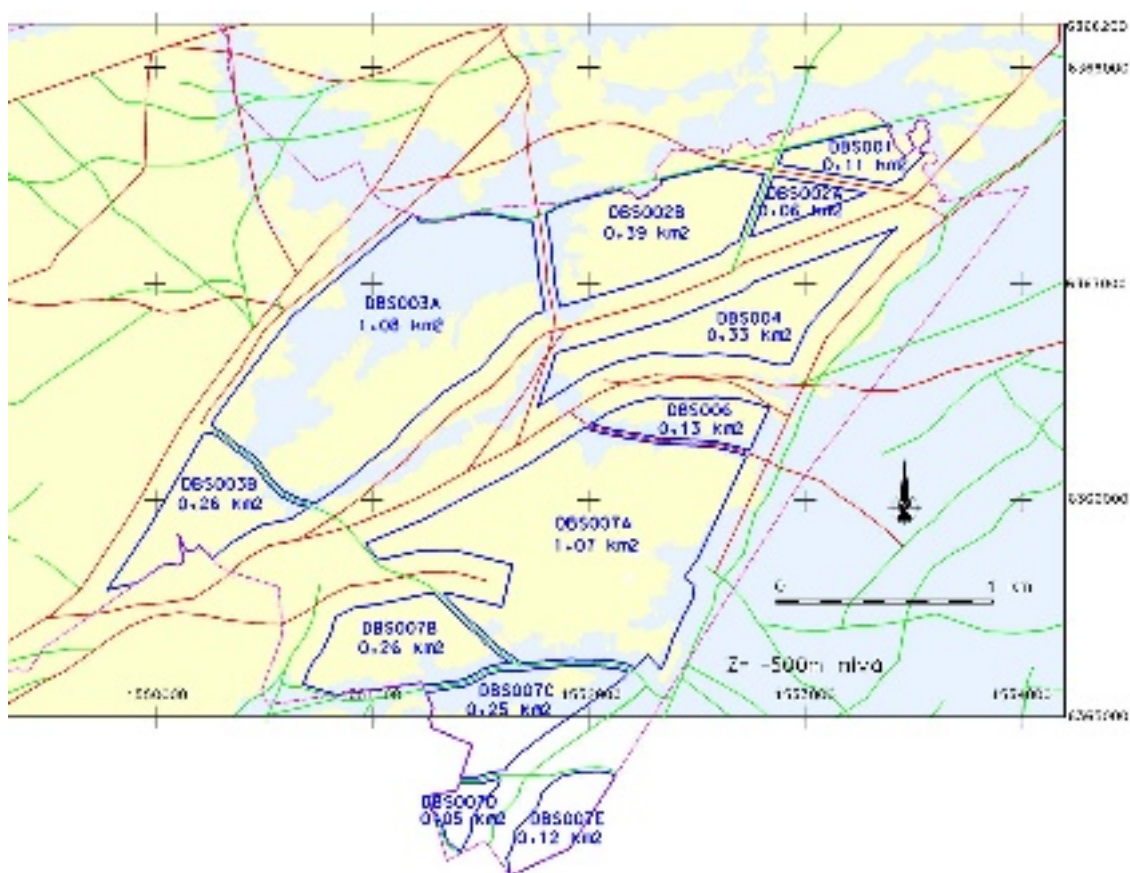


Figur 6: Möjlig layout för undermarksanläggning på 400 m djup i Forsmark (2D respektive 3D). *Possible layout in Forsmark, 400 m depth.*

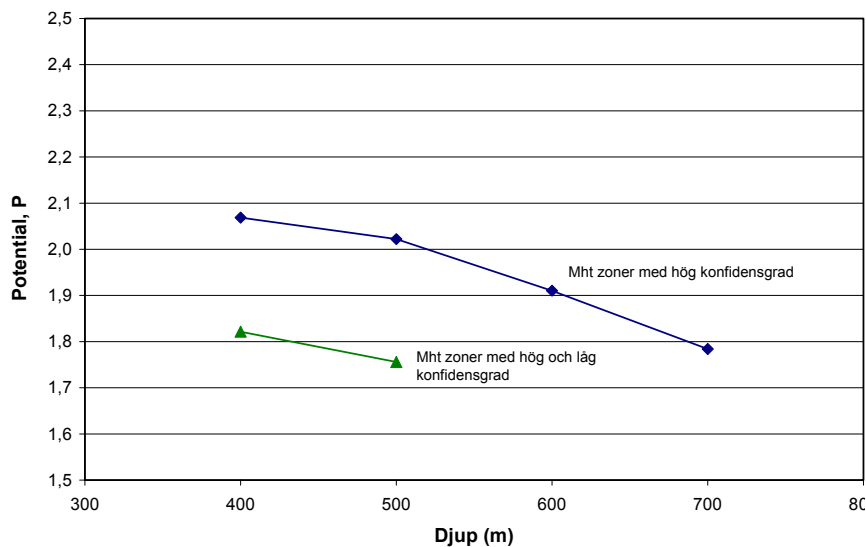
6.2 Simpevarp

För Simpevarp är en av de viktigare frågorna det relativt stora antalet deformationszoner av varierande storlek som genomkorsar området, och att de är bestämda med varierande grad av sannolikhet. Figur 7 visar de ytor, benämnda deponeringsblock, som är tillgängliga för deponering mellan deformationszonerna på 500 m djup.

Potentialen att rymma förvaret för respektive djup åskådliggörs i figur 8, där $P > 1$ uppvisar en god potential att rymma förvaret, vilket indikerar att Simpevarp har en mycket god potential att rymma förvaret.



Figur 7: Deponeringsblock med hänsyn till deterministiskt tolkade zoner med varierande konfidsensgrad. Nivå -500 m. *Distribution of available rock volume with respect to deterministic fracture zones, identified with various level of confidence, -500 m level.*

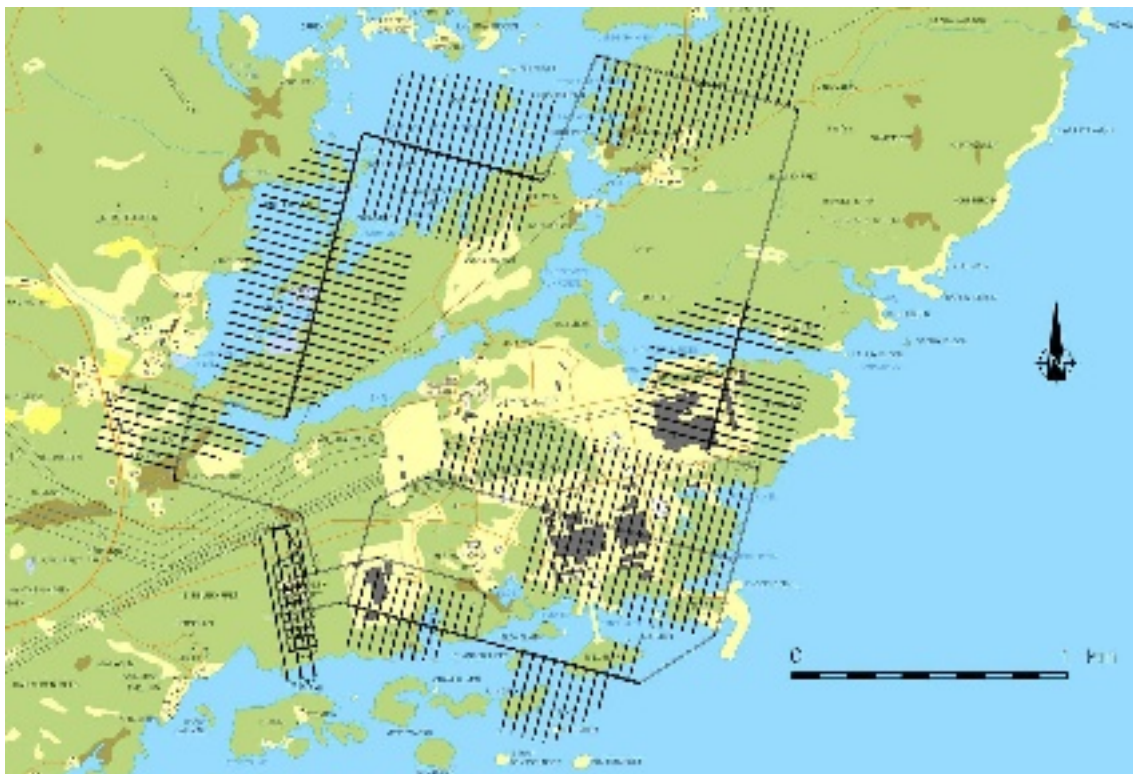


Figur 8: Potential att erforderligt antal kapslar (6 000 st) ryms på respektive djup.
Variation of site storage potential with depth.

Med det uppdelade området i många mindre deponeringsblock kommer deponeringstunnlar fördelas till flera deponeringsblock med transporttunnlar som passerar defomationszonerna. En möjlig layout på 500 m djup redovisas i figur 9 och har en bedömd bergvolym inklusive centralområde, ramp och schakt på 1 975 000 m³. I tabell 8 redovisas en sammanställning av några av förutsättningarna för layouten.

Tabell 8: Sammanställning av analyserna i Simpevarp. *Premises for the layout in Simpevarp.*

Analys	Resultat / underlag till layouten
Förvarsdjup	500 m.
Avstånd mellan tunnlar och mellan hål	40 m mellan tunnlar och 7,5 m mellan hål som avrundat värde för samtliga bergdomäner.
Orientering på deponeringstunnlar	Analyserna visar att det inte finns någon tydlig orientering som är något mer fördelaktiga för tunnelorientering.
Bortfall av deponeringshål (DH)	Den sammanvägda bortfallsprocenten avseende vatteninläckage till DH, långa sprickor genom DH, kilutfall i DH och smällbergsproblem i DH har bedömts till 10%.



Figur 9: Plan med layout för 6 000 kapslar med hänsyn till bortfall av kapselpositioner. Ovanjordsanläggning och nedfartsramp är placerat strax väster om CLAB. Layout på nivå -500 m. *Layout for 6 000 canisters at level -500 m.*

Några av de större deformationszonerna förväntas ställa höga krav på förberedelser och byggteknik då dessa ska passeras med transporttunnlar. Kombinationen av zoner med vittrat/omvandlat berg och höga vattentryck på de stora djupen innebär att kvalificerade tätningsinsatser och eventuellt frysning kan bli aktuell.

Placeringen av det tänkta förvaret inom Simpsvarpsområdet har varit att utnyttja området i den sydöstra delen i första hand, utan restriktioner under det befintliga kärnkraftverket. Det är främst deponeringsblockens geometri, storlek och bergspänningarna som är gynnsamma i den delen, och det är för Simpsvarpsområdet de viktigaste parametrarna.

Ovanjordsanläggningens placering är i layouten ovan, figur 9, placerad strax väster om CLAB och bedöms som en gynnsam lokalisering beroende på den befintliga verksamheten. En alternativ placering av ovanjordsanläggningen är på Hålö och bedöms också möjlig.

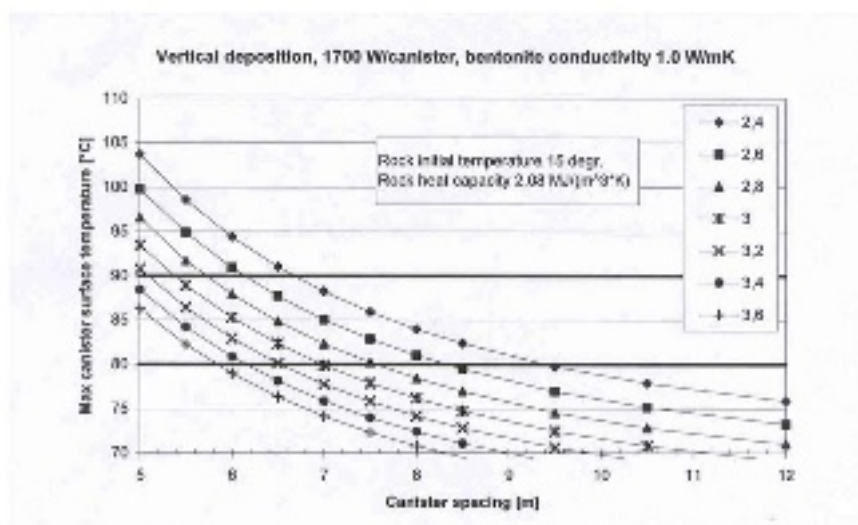
6.3 Laxemar

I Laxemar är de termiska egenskaperna, dvs värmeledningsförmågan och bergets initiala temperatur, en av de viktiga aspekterna med avseende på om förvaret rymmer. Låg

värmeledningsförmåga och högre initial temperatur innebär att värmen från kapslarna sprids ut i berget med lägre effektivitet. För att kompensera detta måste normavstånden, dvs 6 m, mellan deponeringshål ökas. Ett ökat hålavstånd påverkar nödvändig plats att rymma förvaret och därmed kostnaderna.

Som underlag till att bestämma avstånden mellan deponeringshålen har SKB tidigare tagit fram ett koncept för detta (Hökmark & Fälth, 2003). Konceptet ger ett antal nomogram där avståndet kan bestämmas med hjälp av värmeledningsförmågan och bergets initiala temperatur. Grundförutsättningen är att kapseln och dess yta inte får överstiga 100° C när dessa placeras ner i deponeringshålen. Nomogrammen är vidare baserat på analytiska värmeflödesberäkningar och ett antal antagande såsom spalters termiska egenskaper och djup, kapseffekt samt bufferten och dess termiska egenskaper.

I figur 10 visas de nomogram som har nyttjats för bestämning av avståndet mellan deponeringshål. Gränsvärdestemperaturen vid dimensioneringen är ansatt till 80°C på grund av luftspalt och osäkerheter i indata. Nomogrammet i figur 10 är baserat på en initial temperatur på 15 °C. Vid andra initiala temperaturer görs justeringar vid användning av nomogrammet.



Figur 10: Maximal temperatur på kapselytan som funktion av avståndet (c/c) mellan deponeringshål och olika värmeledningsförmågor (W/mK) i berget (Hökmark och Fälth, 2003). *Maximum temperature on canister surface as a function of the distance between deposition holes and different thermal conductivities in the rock.*

I tabell 9 redovisas respektive bergdomäns värmeledningsförmåga, initial temperatur vid 500 meters djup samt bestämningen av hålavståndet (c/c) mellan deponeringshål.

Vidare har en känslighetsanalys gjorts med avseende på bestämning av deponeringshålens avstånd på grund av värmeledningsförmågans och den initiala temperaturens osäkerhet/spridning.

Känslighetsanalysen är baserad på att värmeledningsförmågans variation är utförd dels på en avvikelse från medelvärdet med - 5 och dels på 2,5 % percentil värdet. Uppmätta data på den initiala temperaturen har en spridning som varierar mellan 1,0 till 1,5 grader.

Tabell 9: Sammanställning av värmeledningens medelvärde, initial temperatur och bestämt hålavstånd för respektive bergdomän. *Premises for the layout.*

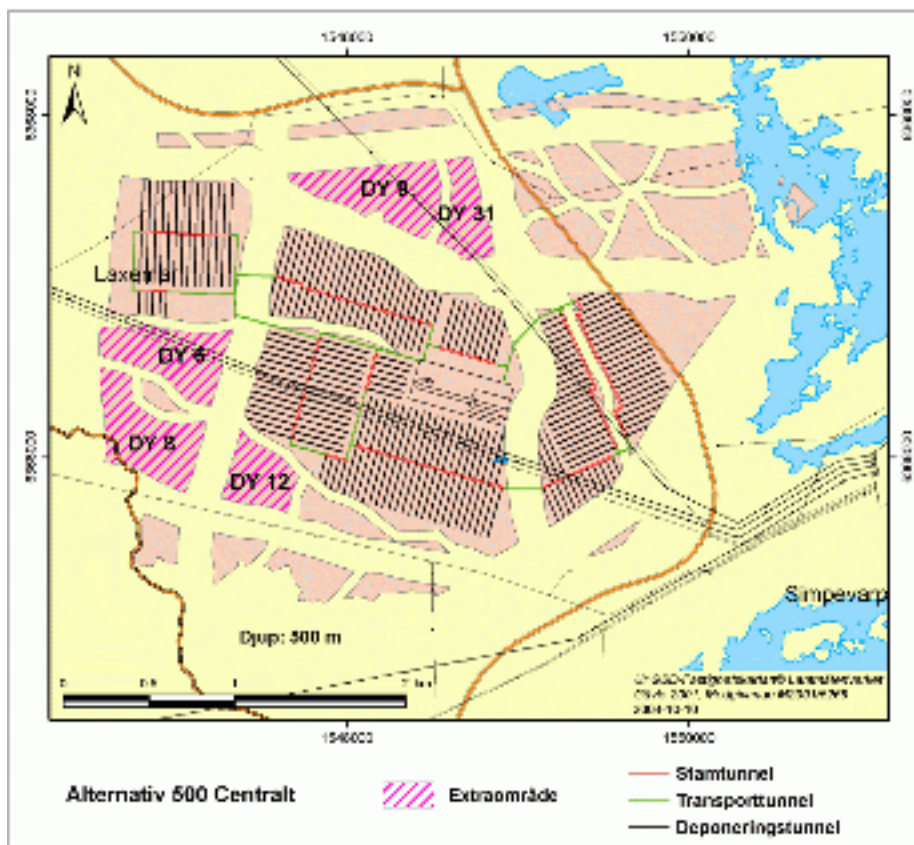
Bergdomän	Värmeledningsförmåga, medelvärde (W/m, K)	Initial temperatur (°C)	Hålavstånd (m)
A	2,82	14	7,2
M	2,78/2,58	14	7,4/8,1
D	2,70	14	7,6

Baserat på de ökade hålavstånden i känslighetsanalysen för respektive bergdomän fås en maximal minskning av antalet deponeringshål på mellan ca 5 till 18 % beroende på aktuell domän.

För Laxemar har anläggningen fokuserats på djupet 500 m och med en ovanjordanläggning/centralområde placerat centralt i området (se figur 11). I tabell 10 sammanställs resultaten från de inledande analyserna. Bergvolymen för baslayouten är ca 2 068 000 m³, exklusive centralområdet med ramper och vertikalschakt.

Tabell 10: Sammanställning av analyserna i Laxemar. *Premises for the layout in Laxemar.*

Analys	Resultat / underlag till layouten
Förvarsdjup	500 m
Avstånd mellan tunnlar och mellan hål	40 m mellan tunnlar och 7,6/7,4/7,2 m mellan hål beroende på bergdomän
Orientering på deponeringstunnlar	Analyserna visar att det inte finns någon tydlig orientering som är något mer fördelaktiga för tunnelorientering.
Bortfall av deponeringshål	Den sammanvägda bortfallsprocenten har bedömts till 20 %



Figur 11: Laxemars baslayout inklusive möjliga extraområden/reservområden. *Possible layout in Laxemar.*

7. Sammanfattning och fortsatt arbete

Den inledande projektering som gjorts i Forsmark inom Östhammars kommun, samt Simpevarp och Laxemar inom Oskarshamns kommun har i sig varit ett lärorikt arbete om både förutsättningar för lokalisering av ett slutförvar till någon av de studerade platserna samt projekteringsmetodiken enligt SKB, 2004, och arbetssätt.

Med stöd av den kunskap om platserna som fanns efter den inledande platsundersökningen förefaller samtliga platser ha förutsättningar för ett slutförvar. Det finns för övrigt inget i senare erhållna data som motsäger detta. Det har också visat sig att samtliga platser har bergtekniska frågeställningar som behöver fördjupad utredning. Resultaten av de arbeten som presenterats i denna artikel har påverkat strategierna för fortsatta undersökningar på respektive plats. Störst osäkerhet om förutsättningarna inom Oskarshamns kommun finns om Laxemar, eftersom de arbetena blev försenade pga att avtal först erfordrades med markägarna. Fortsatta arbeten inom Oskarshamns kommun kommer att koncentreras till Laxemar-området. Det utesluter dock inte

Simpevarpsområdet som en möjlig plats för åtminstone delar av slutförvarsanläggningen.

Den föreslagna projekteringsmetodiken (SKB, 2004) har fungerat väl i många avseenden. Men bergtekniska frågeställningar som har bäring på långsiktig funktion för slutförvaret (se tabell 5) är troligen lämpliga att hantera direkt av separat expertis (sidokonsult) i nästa utredningssteg istället som nu där flera av frågeställningarna utfördes av underkonsulter. Nästa utredningssteg kommer att koncentrera sig dels på den geometriska utformningen för att ge underlag till miljökonsekvens-bedömningar, samt för studier av anläggningens funktion och de eventuella risker som är förknippade med byggandet av en stor undermarksanläggning på ca 500 m djup. Underlaget kommer att vara de undersökningsresultat som produceras fram till början av 2007.

Den föreslagna anläggningen på varje plats kommer att ge underlag för en säkerhetsanalys. Baserat på dessa resultat, och den samlade värderingen av långsiktig säkerhet, miljökonsekvens och effektivitet kommer SKB att lämna in en ansökan till Regeringen sent 2008 om lokalisering av slutförvaret till någon av de studerade platserna. Ansökan kommer att behandlas enligt Kärntekniklagen och Miljöbalken. Tillstånd förväntas ca 2011. SKB förväntar att inga undersökningar av berget på anläggningsdjup genomförs mellan platsval och tillstånd. Det är därför en planeringsförutsättning att resultaten fram till platsvalet 2008 drivs så långt att det är möjligt att komma igång med bygge av slutförvarets tillfarter relativt snabbt efter tillstånd.

8. Referenser

1. Andersson J., Anders S.; Svemar C.; Almén K-E. & Ericsson L-O. Vilka krav och kriterier ställer berget på slutförvaret? Geovetenskapliga lämplighetsindikatorer och kriterier för lokalisering och platsutvärdering. R-00-15. 2000.
2. Andersson J., Christiansson, R. & Hudson J.A. Strategi för att upprätta bergmekanisk platsbeskrivning. SveBeFo. Bergmekanikdagen 2002
2. Hökmark, H. & Fälth, B. (2003). Thermal dimension of deep repository – Influence of canister spacing, canister power, rock thermal properties and near field design on the maximum canister surface temperature. SKB TR-03-09, Stockholm
4. Martin, C.D. 2005. Preliminary assessment of underground stability (wedge and spalling) at Forsmark, Simpevarp and Laxemar sites, Svensk Kärnbränslehantering AB, R-rapport R-05-71.
5. SKB 2005a. Preliminary site description Forsmark area – version 1.2. Svensk Kärnbränslehantering AB. R-rapport R-05-18
6. SKB 2000. Samlad redovisning av metod, platsval och program inför platsundersökningsskedet (FUD-K)
7. SKB 2004. Underground Design Premises./D1. Svensk Kärnbränslehantering AB, R-04-60. 2004.
8. SKB 2005b. Preliminary site description Simpevarp area – version 1.2. Svensk Kärnbränslehantering AB. R-rapport R-05-08
9. SKB 2006. Preliminary site description Laxemar area – version 1.2. Svensk Kärnbränslehantering AB. R-rapport R-06-?? (pågår)

EN DEFORMATIONSZON I NÄRBILD

A close-up of a deformation zone at the Äspö HRL

Eva Hakami, Itasca Geomekanik AB

Eva-Lena Tullborg, Terralogica AB

Anders Winberg, Conterra AB

SAMMANFATTNING

Med syftet att öka kunskapen om deformationszoners geologiska och geometriska uppbyggnad, vilket är en förutsättning för utveckling och förbättring av transport- och retentionsberäkningar, har en mindre deformationszon i Äspölaboratoriet studerats i detalj. Zonen impregnerades *in situ* med fluorescerande epoxy och sedan överborrades injiceringshålet med en 300 mm kärna. Den epoxyförstärkta zonen kunde kapas i skivor som fotograferats i olika skalor. Resultatet visar att flödesvägarna i zonen uppvisar ett komplext mönster och att sprickfyllnadsmaterial av varierande slag och struktur styr de öppna porernas fördelning. Den utvecklade metoden att studera zoner och sprickor har visat sig fungera väl och ett antal kvantitativa parametrar för att beskriva komplexa spricknätverks egenskaper har identifierats och beräknats med hjälp av bildanalys.

ABSTRACT

With the aim of increasing the knowledge of the geological and geometrical structure, of the void pore space of fault zones, the latter being a requirement for improved conceptualisation and development of flow and transport calculations, a minor deformation zone (fault) at the Äspö Hard Rock Laboratory was studied in detail. The zone was impregnated *in situ* with fluorescent epoxy after which the injection borehole was overcored with a 300 mm core. The epoxy-reinforced zone could in this way be sampled and further cut into smaller slices which were photographed at different scales. The result of the studies shows that the pore space in the zones makes up a complex pattern and that infilling material of different kinds govern the structure of the pore space. The developed method for study of fault zones and single fractures has proven to function well. A number of quantitative parameters to describe the complex pattern of the fracture network of a zone have been identified and calculated using image analysis.

FÖRORD

Denna studie har initierats och finansierats av Svensk Kärnbränslehantering AB. Många personer förutom författarna har bidragit väsentligt till projektet, bl a: Lars Maersk Hansen, Martin Stigsson och Isabelle Olofsson (Golder Associates) med kartering, och geologisk uppföljning under borrhning; Weixing Wang (Itasca Geomekanik) har utfört fotografering, programmering och bildanalys; Lars Andersson (SKB) har koordinerat fältinsatserna; Joakim Stoor (Geosigma) har utvecklat instrumentering och metodik för epoxyinjicering och även utfört injiceringarna i fält.

BAKGRUND

Vid Äspölaboratoriet har sedan mitten av 1990-talet genomförts fältexperiment i olika skalor för att studera bergmassans förmåga att transportera och bromsa upp radioaktiva nuklider. En serie försök har genomförts under projektnamnet TRUE (Tracer Retention Understanding Experiments). Syftet med dessa experiment har varit att genom spårämnesförsök samla in data från storskaliga situationer, som kan liknas dem som skulle finnas runt ett framtida förvar. I försöken har både vattentrogna och sorberande spårämnen använts. Parallellt har konceptuella modeller för bergets uppbyggnad (Andersson et al., 2002) och matematiska beräkningsmodeller utvecklats (Poteri et al., 2002) och successivt använts för prediktioner och utvärdering.

Ett väsentligt element är alltså att kunna beskriva flödesvägarnas geometri, strukturella uppbyggnad och mineralogi. Det är egenskaperna i sidoberget närmast sprickorna längs flödesvägen som tillsammans med strömningsförhållandena som kommer att styra den hastighet med vilken de radioaktiva nukliderna transporteras med grundvattnet. Man kan visa att transporttiden beror på hur stor yta berg som vattnet kommer i kontakt med parat med flödeshastigheten som bestämmer det effektiva utbyten med sidoberget i termer av diffusions- och sorptionsprocesser. Sorption innebär molekylers fastläggning på yttre och inre ytor i matrisberget medan diffusion innebär molekylers spridning i berget med koncentrations-skillnader som drivkraft.

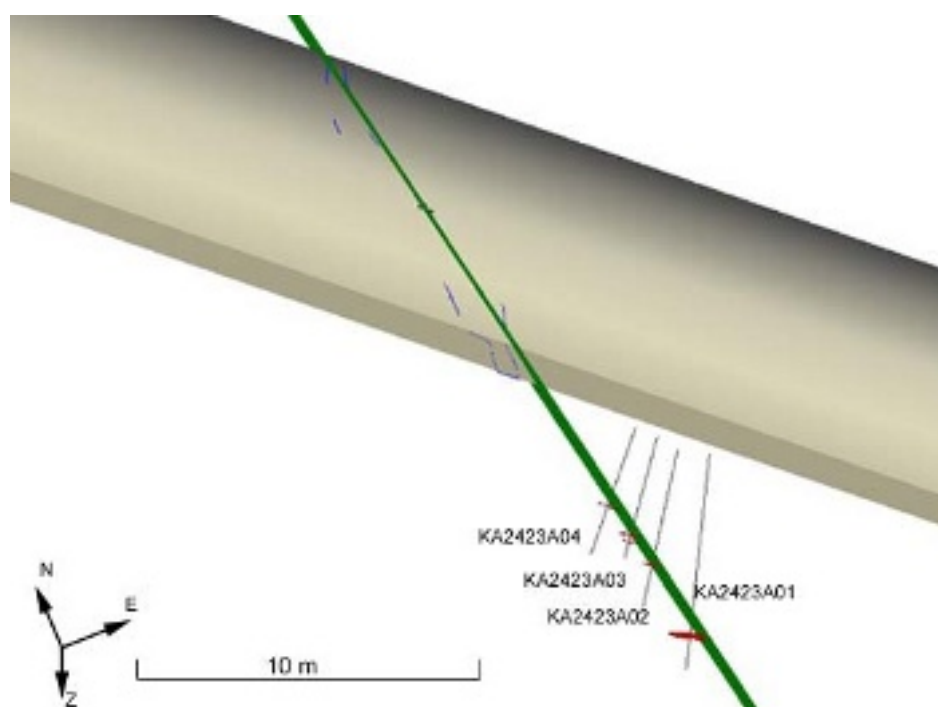
Det finns en del forskningsresultat på hur enskilda sprickor ser ut men däremot finns mycket få undersökningar av porositeten och den inre strukturen hos deformations-zoner, eftersom dessa är svåra att studera på grund av sämre hållfasthet. Eftersom zonerna förväntas stå för en väsentlig del av det totala grundvattenflödet i den kristallina bergmassan, och även kan bidra med en ytterligare uppbromsande effekt på radionuklidtransporten är det av stort intresse att öka kunskapen ytterligare om just dessa geologiska element. En pilotstudie med epoxyinjicering utfördes i ett tidigare skede av TRUE (Winberg et al., 2000).

Målet med "Fault Rock Characterization Project" inom TRUE är att förbättra den konceptuella modellen för deformationszoner och att söka kvantifiera porvolymens

geometriska egenskaper i den studerade deformationszonen och även söka skatta porositeten *in situ* på breccierade delar och sprickfyllnader i deformationszoner.

LOKALISERING AV DEFORMATIONSZONER OCH EPOXYINJICERING

För att välja lämpliga kandidatzoner att studera gjordes en genomgång av tänkbara zoner baserat på det man kunde observera i tillfartstunnelns väggar. Fyra olika tänkbara zoner valdes ut och sammanlagt 16 stycken, 74 mm pilothål (triple tube) kärnborrades in mot dessa zoner. Den zon som vi studerat närmare, en mindre deformationszon, skär tunneln vid koordinat 2/423 m. Figur 1 visar hur man med hjälp av de fyra pilothålen kunde identifiera zonens läge och orientering. Zonens strykning och stupning är $338.4^\circ / 85^\circ$, dvs en subvertikal zon med strykning i NNW. Bredden hos zonen så som man såg den i pilothålen varierade mellan 0 och 25 cm (Hansen et al., 2003).



Figur 1. Modell med visualisering ovanifrån av den studerade zonen med markering av hur den observerats i tunnel och pilothål borrade i tunnelväggen. Zonen skär tunneltaket vid tunnelkoordinat 2/430m.

Figure 1. Visualisation of the studied zone with the signs of the zones in the tunnel walls and pilot drill holes marked. The zone intersects the tunnel crest at Ch. 2430.

BIPS-scanning och vattentrycksmätningar gjordes i samtliga pilothål. Vid zonen "2423" var vattenflödet tillräckligt stort i ett av pilothålen för att det bedömdes vara möjligt att injicera epoxy (KA2423A03, 0.066 l/min). Detta borrhål har en längd av 2.93 meter, och zonen ligger 2.2-2.65 meter in i hålet. Figur 2 visar hur zonen såg ut i borkärnan från pilothålet.



Figur 2. Borrkärnan från Borrhål KA2423A03 (jfr Figur 1) vid skärningen med den studerade deformationszonen (Ø 76 mm).

Figure 2. Core from drillhole KA2423A03 (cf. Figure 1) at the intersection with the studied deformation zone (Ø 76 mm).

Man kan notera att de finare sprickorna och sprickfyllnadsmineralen ser ut att hålla samman relativt väl men i de mest öppna sprickorna har fragment troligen fallit ut i samband med borrhning och hantering av kärnan, oklart hur mycket. En detaljerad analys av deformationszonens uppbyggnad och porstruktur direkt på denna typ av kärnprov skulle det varit mycket svårt att genomföra och utvärdera eftersom skador (urspolning) på kärnprovet uppstått under borrhning och kapning. Till detta kommer risken att provet faller sönder vid hantering på grund av dess reducerade hållfasthet.

En epoxy-impregnering i efterhand av kärnprover skulle kanske vara en möjlig väg för studier av provens inre delar, men detta förfarande har nackdelen att det avlastade tillståndet hos kärnan skulle ge en överdriven storlek på spricköppningar (förhöjd porositet) och därför en missvisande hög inträngning jämfört med situationen *in-situ*. Den metod som valdes, en *in situ*-impregnering med efterföljande överborrning (Ø 300 mm) ger dessutom den väsentliga fördelen att provet får en större storlek än pilotkärnan kan ge.

För att göra epoxyimpregneringen placerades en mekanisk manschett 1.8 meter in i borrhålet och den inre 0.95 metern av pilothålet tillfördes epoxy under övertryck. För att undvika att hela borrhålet skulle behöva fyllas upp av epoxy placerades en massiv ”dummy” i plast, med diameter något mindre än borrhålet, bortom manschetten. Den totala volymen epoxy som trycktes in i denna sektion var 0.56 liter (Hansen och Staub, 2004). Den epoxy som användes, EpoTek 301, är ett tvåkomponents-epoxy som består av bas + härdare. Det fluorescerande färgämnet EpoDye blandades under flera timmar in i basen för att få en jämn färgintensitet. Halten färgämne var 14 gram per liter bas.

PROVKAPNING OCH FOTOGRAFERING

Efter överborrningen måste de stora kärnorna kapas så att proverna blir hanterbara (Se Figur 3). En halva av kärnan sparades för arkivering och den andra halvan av proverna var tillgängliga för detaljstudier och bildanalys. Två av dessa större ”kärnbitar” har således ingått i denna studie, prov ”B2” och prov ”B3”, se Figur 4.

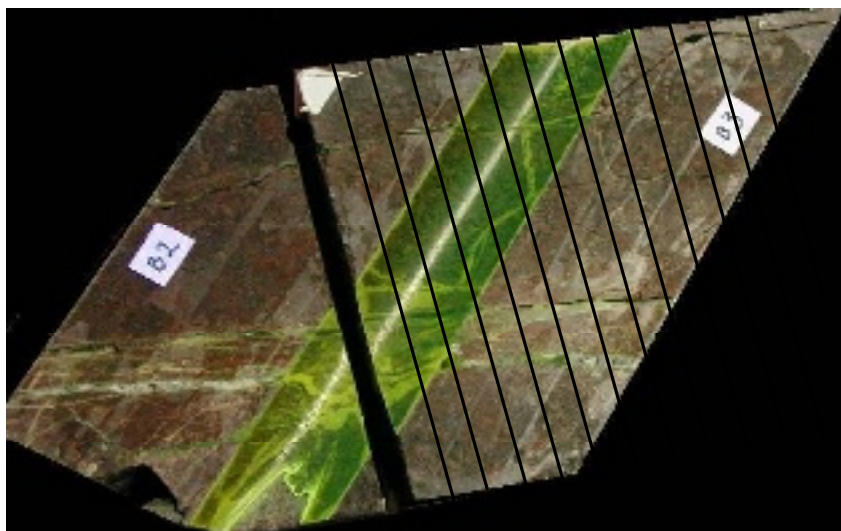
Figur 3. Kapning av en 300 mm-kärna som borrats ut från en epoxyimpregnerad sektion. Proverna kapades först i två halvor längs kärnans axel.

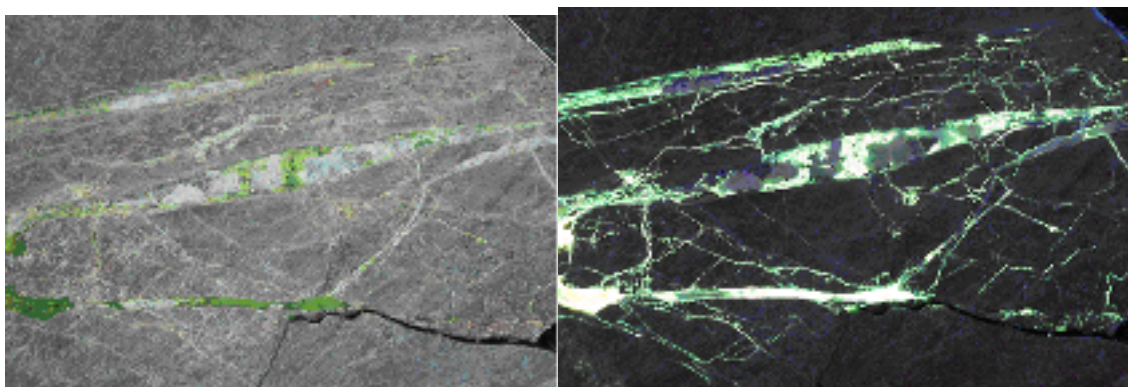
Figure 3. Cutting of one of the 300 mm cores drilled at the epoxy impregnated sections. The core samples are first cut along the core axis into two halves.



Figur 4. Prov B2 och B3 kapades i ca 2 cm tjocka skivor i två vinkelräta riktningar, båda vinkelrätt mot deformationszonens plan. (Snittytorna i B2 ligger parallellt med bildens plan.) I mitten ses injektionshållet med den ljusgröna epoxyn.

Figure 4. B2 and B3 were cut in 2 cm thick slices in two orthogonal directions, both perpendicular to the plane of the zone. (The cuts of sample B2 are parallel to the plane of the image.) The injection hole may be noted in the centre and the light green material is epoxy.





Figur 5. Deformationszonen består av ett antal subparallella sammankopplade sprickplan som har skjuvats olika mycket och har stor variation vad gäller apertur och sprickfyllnad. De öppna porerna framträder tydligt på färgbilden tagen med ultraviolett ljus (UV). (Bildbredd c. 14 cm).

Figure 5. The deformation zone consists of a number of subparallel connected fracture planes that have undergone different amount of shear displacement, and which presents large variation in aperture and infilling. The open pores appears clearly in the colour image taken with ultra-violet (UV) light. Image width c. 14 cm.

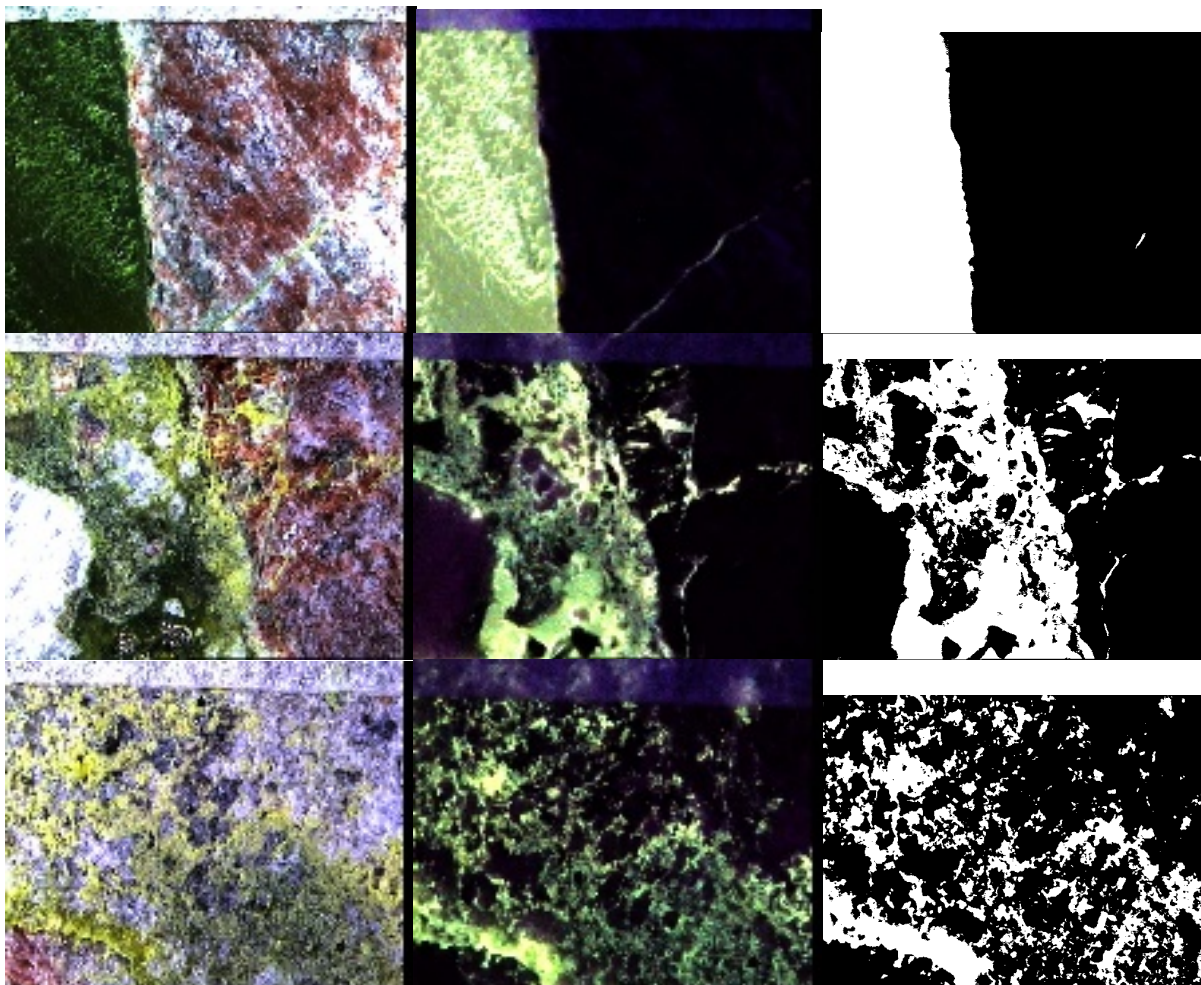
GEOLOGISK BESKRIVNING

Sidoberget vid zon ”2423” består av rödfärgad och hydrotermalt omvandlad granit/granodiorit av Ävrögranit-typ. Strukturen är reaktiverad vid flera tillfällen och är ursprungligen en semi-duktil deformations zon med en epidotrik mylonit. Senare har epidot, kvarts, flusspat, kalcit, pyrit och adularia bildats i relativt öppna sprickor där mineralen har kunnat växa till och bilda euhedra kristaller. Även klorit och delvis svällande lermineral såsom corrensit har bildats i vissa sprickor. Strukturens nuvarande utseende är resultatet av flera olika processer (tektonisk aktivitet och mineralbildning) som har ägt rum under olika perioder och strukturens ursprungsålder kan uppskattas till > 1 Ga. Strukturen ”2423” representerar en vanlig struktur-typ på Äspö och även i hela det regionala området (Andersson et al., 2002).

Om man studerar sprickfyllnadsmaterialet och kontakten mellan spricköppningen och sidoberget närmare kan man se att karaktären varierar starkt mellan olika punkter, även om man håller sig till den största sprickan i zonen. Figur 6 visar tre olika exempel på detta. I den övre raden är gränsen skarp och spricköppningen stor. Inget eller ett mycket tunt lager av sprickfyllnadsmaterial noteras och sprickytan är slät. I mittenbilden där UV-ljuset gör att epoxyn framträder än tydligare kan man även observera en tunn spricka.

Mittenraden i Figur 6 visar den vanligaste karaktären längs huvudsprickan i zonen. Man ser visa större mineralkorn av kalcit, kvarts och flusspat samt ett relativt sammanhållet öppnare plan med mindre fragment av sidoberg och fyllnadsmineral som växt till olika

storlek, många med relativt cirkulär form. Man kan också notera, vilket är vanligt, att sidoberget är något omvandlat och att mycket fina sprickor går in ett stycke i sidoberget.



Figur 6. Tre exempel på hur ”huvudsprickan” i deformationszonen ser ut. Storleken på bilderna är ca 6x8mm. Den vänstra bilden är tagen med vanligt ljus, mittenbilden med UV-ljus, och den högra bilden är den binära bilden baserat på mittenbilden.

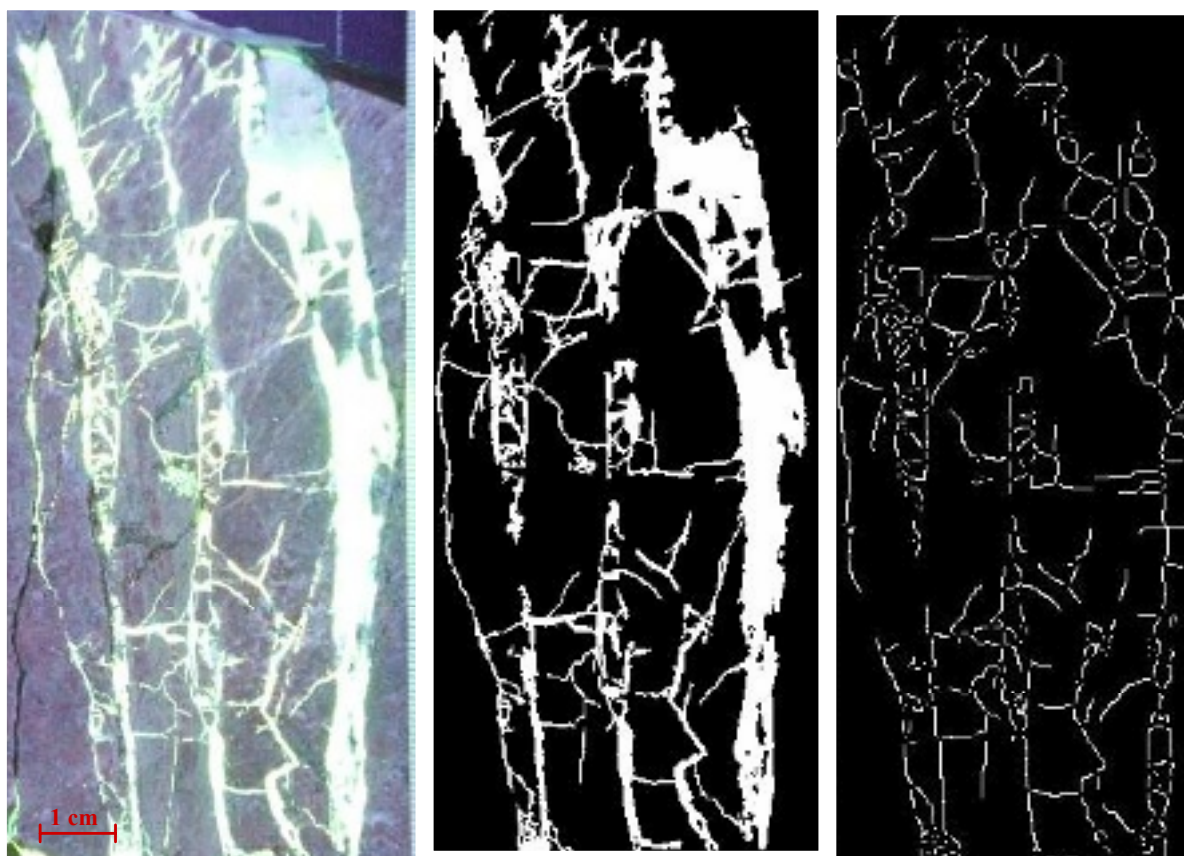
Figure 6. Three examples of how the interior of the major fracture of the zone may appear. The size of the images are ca. 6x8 mm. Images to the left are exposed under ordinary light, the middle column under UV-light and the right column of images is the binary derived from the middle.

Nedre bildraden visar ett fall där i huvudsak de små kalcit- och fluorit-kristallerna har bildat ett poröst material och epoxyn har fyllt upp mellanrummen. Avståndet mellan sprickytorna i sidoberget är i cm-skala men de verkliga porerna som finns tillgängligt för vattenströmning är små, vilket gör genomsläppligheten på dess punkter låg och kontaktytan mellan vatten och bergmineral stor.

BILDANALYS AV ZONENS HELA NÄTVERK

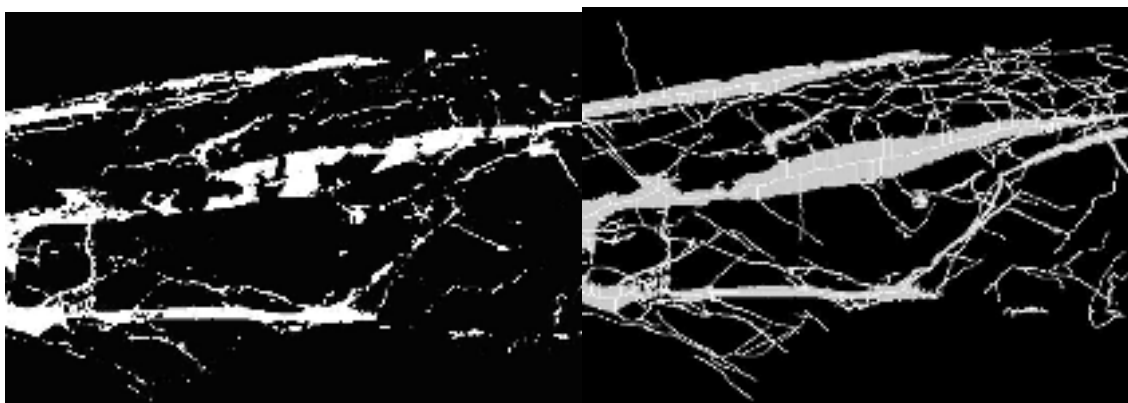
Den största skala som kunde studeras i detta fall är skalan för hela provskivan. Från dessa bilder kan man se hur de olika sprickgrenarna i zonen är kopplade till varandra. Figur 7 och 8 ger ett exempel från prov B3 respektive B2. Dessa ytor ligger vinkelrätt mot varandra och man kan därför notera en viss skillnad i sprickmönstret.

Ett syfte med detta projekt är att försöka ta fram några objektiva kvantitativa mått på spricknätverkets karaktär, för att underlätta jämförelser och klassificering av olika zoner. Därför beräknades vissa mått baserat på processerade fotografier. Areal uppmättes på all epoxy i respektive bild samt längd och bredd på nätverket i bilden. Ett "skelett" av nätverket togs fram där alla grenar gjorts lika tunna. Från denna beräknades en densitet som indikerar komplexiteten hos nätverket. En annan liknande parameter som togs fram är frekvensen partiklar (bergfragment) som omsluts av epoxy och antalet korsningar i nätverket. I Tabell 1 finns resultaten för alla skivor från prov B2 och B3.



Figur 7. Exempel från prov B3. Bilden till höger är en "gren-liknande" bild som använts för att beräkna oftast förekommande riktningar på de sprickplan som ingår i nätverket i mitten.

Figure 7. Example from sample 3B. The rightmost image is a "branch" image used to calculate the distribution of fracture branch orientations and branch sizes.



Figur 8. Del av B2-bild; t.v. den binära bild som använts för beräkning av porositet, t.h. den processerade bild med ett mera sammanhängande nätverk som använts för att beräkna antal och orientering på partiklar och antalet förgreningar (Jfr med Figur 5.)

Figure 8. Part of 2B image; (left) the image used for calculation of porosity; (right) the image used for calculation of number and orientation of fragments and number of junctions. (Compare with Figure 5.)

Tabell 1. Resultat från analys av prov från KA2423A03, prov B2 och B3. Analysen gäller den sammanhängande epoxyfyllda delen av nätverket i bilder med pixelstorlek av 0.062 mm.

Skiva	L [mm]	B [mm]	Epoxy area [mm ²]	Nät area [mm ²]	"Porositet" [%]	Partiklar	Förgreningar
B2-a1	173	87	1863	1074	12,38	163	138
B2-a2	173	88	2257	982	14,83	95	95
B2-a3	150	86	1912	824	14,82	92	124
B2-a4	150	86	2148	835	16,65	137	98
B2-a5	131	82	1867	684	17,38	96	93
B2-a6	124	76	2179	660	23,12	82	50
B2-a7	84	57	1267	253	26,47	65	128
B3-a1	125	49	1559	528	25,45	140	265
B3-a2	127	57	1547	490	21,37	118	235
B3-a3	128	57	1613	547	22,11	124	244
B3-a4	126	51	1120	429	17,43	116	222
B3-a5*	130	123	1232	541	7,70	89	154
B3-a6*	136	119	1082	568	6,69	77	166
B3-a7*	116	116	705	423	5,24	74	131
B3-a8*	109	102	471	303	4,24	32	104
B3-a9*	120	120	527	280	3,66	4	33
B3-a10*	99	97	230	162	2,40	9	17
B3-a11*	107	87	143	118	1,54	0	5
B3-a12*	99	86	121	100	1,42	5	13

* I de sista skivorna hos B3 hamnar zonens kärna successivt utanför bildytan (jfr Figur 2) och detta förklarar skillnaden i dessa resultat.

Tabellen visar att parametrarna är relativt konstanta mellan de skivor som är parallella (med undantag förstås för inverkan då bilden inte täcker hela zonen). Vissa av parametrarna är dock känsliga för vilken skala (upplösning) som används vid analysen, vilket är väsentligt om jämförelser mellan olika zoner blir aktuellt. Bredden på zonkärnan är 6 - 9 cm och porositeten, om den definieras som andelen epoxy i denna skala, uppgår till ca 20 %. Formen på bergfragmenten och riktningen på sprickorna är till viss del beroende på bildytans orientering i förhållande till zonens skjuvrörelseriktning. En möjlig anisotropi i flödesegenskaperna kan således förväntas.

SLUTSATSER

Projektet har resulterat i följande allmänna slutsatser:

- Den utvecklade metoden att epoxy-impregnera berget *in situ*, för att förstärka och möjliggöra provtagning och samtidigt synliggöra spricköppningarnas verkliga geometri, har fungerat tillfredsställande.
- Den allmänna konceptuella kunskapen om hur deformationszoner i området ser ut har stärkts och gett ökade möjligheter till förståelse och simulering av transport och retentionsprocesser.
- Bildanalys har varit ett bra redskap för att identifiera och kvantifiera parametrar som beskriver zonernas geometriska egenskaper.
- Metoden kommer att tillämpas för att studera den struktur (Feature A) inom projektet TRUE-1 i vilken omfattande spårämnesförsök har utförts (Winberg et al., 2000).

REFERENSER

- Andersson, P, Byegård, J, Dershowitz, W, Doe, T, Hermanson, J, Meier, P, Tullborg, E-L and A Winberg 2002. Final report of the TRUE Block Scale projekt 1. Characterisation and model development SKB Technical Report TR-02-13. ISSN 1404-0344.
- Hansen L M, Staub I, 2004. TRUE-1 Continuation Project. Characterisation of Fault Rock Zones. Overcoring (300 mm) of impregnated fault rock zones at chaniages 2/430, 2/545, 2/163 and 1/600 m. SKB IPR-04-10.
- Hansen L M, Hermansson J, Staub I, 2003. Core drilling. Observations during drilling and a preliminary structural geological description based on drillcore data and tunnel mapping. SKB IPR-03-50. SKB TR-02-15
- Poteri, A, Billaux, D, Dershowitz, W, Gómez-Hernández, J J, Cvetkovic, V, Hautojärvi, A, Holton, D, Medina, A and A, Winberg 2002. Final report of the TRUE Block Scale projekt. 3. Modelling of flow and transport. SKB Technical Report TR-02-15.
- Winberg A, Andersson P, Hermanson J, Byegård J, Cvetkovic V and L Birgersson 2000. Äspö Hard Rock Laboratory. Final report of the first stage of the Tracer Retention Understanding Experiments. SKB Technical Report TR-00-07.

A STUDY OF THE INTERACTION OF SHOTCRETE WITH ROCK

Studie av sprutbetongs samverkan med berg

*Lars Malmgren, LKAB and Luleå University of Technology
Erling Nordlund, Luleå University of Technology*

Abstract

The shotcrete – rock interaction is very complex and is influenced by a number of factors. The influence of the following factors was investigated by a series of numerical analyses: the surface roughness of the opening, the rock strength and Young's modulus, the extent of the excavated disturbed or damaged zone (EDZ), the mechanical properties of the interface between shotcrete and rock and the thickness of the shotcrete lining.

The results showed that the rock strength and the surface roughness had significant impacts on the number of failures at the interface and in the shotcrete lining. Furthermore, the behaviour of the lining is sensitive to small amplitudes of the surface roughness.

In all the cases investigated a high interface strength was favourable. The results indicate that if a thick shotcrete lining is dependent on the bond strength, the benefit of using a thicker lining can be doubtful. The analyses showed that, for an uneven surface the extent of the EDZ had a minor effect on the behaviour of the shotcrete lining.

Sammanfattning

Sprutbetongs samverkan med berg är komplex och beror på en rad faktorer. Med hjälp av numeriska analyser studerades följande faktorer: bergrummets ojämnhet, bergmassans hållfasthet och styvhet, den störda eller skadezonens (EDZ) utsträckning, hållfastheten i kontakten mellan sprutbetong och berg och sprutbetongens tjocklek.

Resultaten visade att bergets hållfasthet och bergrummets ojämnhet hade stor betydelse för antal brott i kontakten och brott i sprutbetongen. Vidare var sprutbetongen känslig även för små ojämnheter.

I alla beräknade fall var hög hållfasthet i kontakten fördelaktigt för sprutbetongen. Resultaten indikerar att om en tjock sprutbetong är beroende av vidhäftning kan sprutbetongens funktion vara tvivelaktig. Analyserna visade att den störda eller skadezonens (EDZ) utsträckning hade liten påverkan på sprutbetongens uppförande.

1. Introduction

In underground mining and tunnelling shotcrete is often used as an important support element. The main design principle for rock support is to help the rock to carry its inherent loads. The shotcrete – rock interaction however, is very complex and its performance is influenced by a number of important factors (see Fig. 1):

- the roughness of the opening, (Chang, 1994 and Fernandez et.al., 1976, Nilsson, 2003),
- the mechanical properties of the rock,
- the rock stress,
- the disturbed or damaged zone around the opening, from here called EDZ, (Fishman et.al., 1996, Martino and Martin, 1996, Martino, 2003 and Malmgren, 2005a),
- the discontinuities (Holmgren, 1979, Fernandez et.al., 1976, Kuchta et.al. 2004 and Banton et.al., 2004)
- the rock bolts (Holmgren, 1993 and Barret and McCreath, 1995),
- the mechanical properties (Malmgren, 2005a,b and Nordström, 1996) and the thickness of shotcrete and
- the interface between shotcrete and rock (Malmgren et.al., 2005, Saiang et.al., 2005, Torsteinsen and Kompen, 1986, Holmgren, 1979).

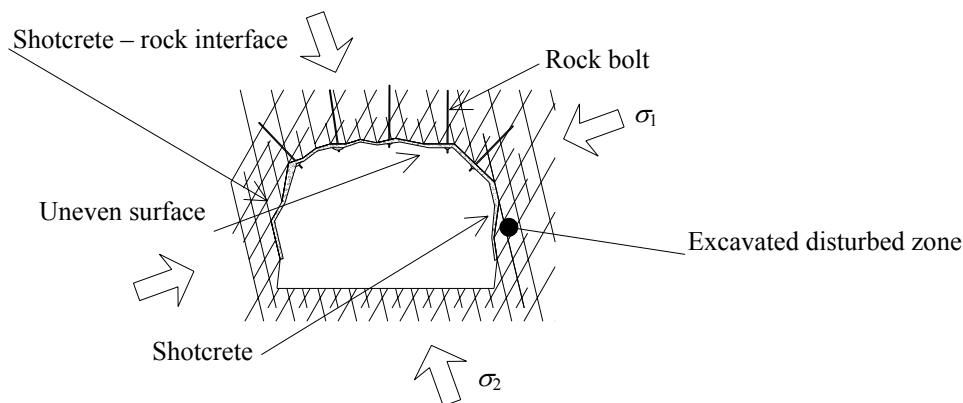


Fig. 1 Shotcrete – rock interaction, tunnel section with irregular shape.

The influence of all these factors is almost impossible to analyse using analytical or experimental models due to the complexity of the rock-shotcrete interaction. Empirical methods are therefore often used. To improve the understanding of the interaction of shotcrete – rock, a number of numerical analyses were carried out. In this paper, all factors presented above except the influences of discontinuities and rock bolts were investigated.

The mining company Luossavaara Kiirunavaara AB, (LKAB), has been mining iron ore for more than 100 years in the mines in Malmberget and Kiruna in northern Sweden. The Kiirunavaara mine (in Kiruna) has an annual production of 23 million tonnes of iron ore. The ore body strikes nearly north-south and dips 60° to the east. It is more than

4000 m long (of which 3800 m is currently being mined), 80 m wide on average and extends to an estimated depth of 2000 m. The mining method used at the Kiirunavaara mine is large-scale sublevel caving (Quinteiro et.al., 2001). Table 1 presents some mechanical properties of the rock at the Kiirunavaara mine.

Table 1 Mechanical properties of intact rock and rock mass classification at Kiirunavaara mine.

	Intact rock (mean values)						Rock mass classification (<i>RMR</i>)	
	E (GPa)	ν	ρ (kg/m ³)	σ_{ci} (MPa) ¹⁾	σ_t (MPa) ¹⁾	m_i ²⁾	Mean	Min -Max
Hangingwall	70	0.22	2700	184	12	18	51	-
Iron ore	65	0.25	4700	133	10	28	58	21 – 85
Footwall	70	0.27	2800	200	11	16	60	49 – 68

1) Compressive and tensile strength, respectively.

2) Constant in Hoek-Brown failure criterion (Hoek and Brown, 1997).

The change of the stress state caused by the mining is shown in principle by stress trajectories in Fig. 2a). Numerical analysis by Perman (2004) showed that the stress perpendicular to the ore body increased below the mining level and reached a maximum (at the footwall drift position), 35 – 45 m below the mining level. This implies that if the drift is excavated two or more levels below the production level, the stress perpendicular to the ore body will initially increase and then decrease as mining progresses downwards. On the other hand, if the drift is excavated less than two levels below the production level, the stress will only decrease. The height of one level is 28.5 m (Fig. 2b).

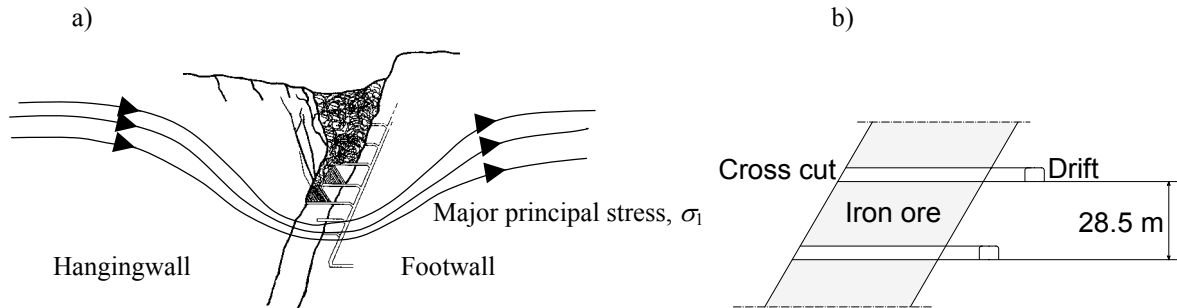


Fig. 2 Schematic section of the sub level caving a) mining induced stress (after Sjöberg et.al., 2003) b) Footwall drift and cross cut.

2. Numerical analyses

Most of the infrastructures in the mine are situated in the footwall. It is therefore important that drifts and openings in the footwall have high accessibility. For that reason a drift parallel to the iron ore was analysed in this study (Fig. 2b).

A continuous model was used and all analyses were performed by the distinct element program, UDEC 4.0 (Itasca, 2005). A simplified opening geometry with dimensions similar to that of the drifts at LKAB's Kiirunavaara mine was used, Fig. 3. The surface roughness was simplified by a saw-tooth shape. By varying the amplitude, A , in the range 0 – 0.3 m, it was possible to investigate the effect of the unevenness of the surface. The wavelength was kept constant at 2.5 m. In the base case the amplitude was set to 0.15 m (Fig. 3). The extent of the shotcrete lining is shown in Fig. 3.

The drift was assumed to be at level -907 m. A simplified stress change pattern (Fig. 4) was used to investigate the interaction of rock and shotcrete under varying stress conditions. The first case, Load Case 1 (LC1), starts with an initial stress state with a horizontal stress perpendicular to the drift with a magnitude of 55 MPa. The horizontal stress is then increased by 10 MPa resulting in a final horizontal stress of 65 MPa. In the second case, Load Case 2 (LC2), the horizontal stress perpendicular to the drift is reduced by 10 MPa, resulting in a final stress magnitude of 45 MPa. Load Cases 1 and 2 were simulated independently.

Since it was a parameter study only one parameter was varied at a time while all other parameters were kept constant. For example, if the thickness of the shotcrete lining varied the values of all the other properties were the same as in the base case.

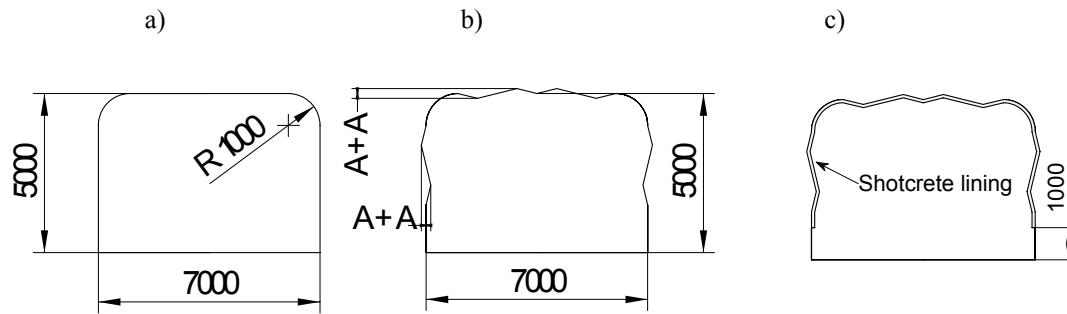


Fig. 3 Openings used in the analyses and extent of shotcrete lining.

- a) Opening with even surface.
- b) Roughness of the surface, amplitude = $A = 0.08, 0.15$ or 0.30 m
- c) Extent of shotcrete lining

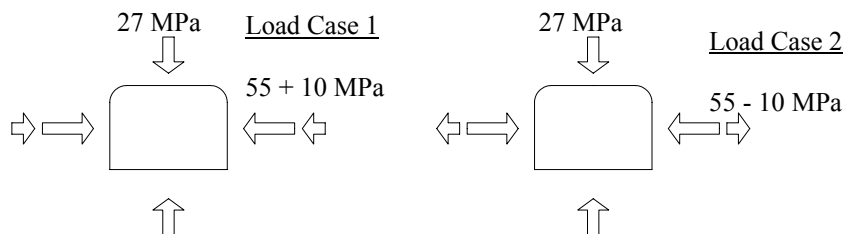


Fig. 4 Load Case 1 and 2 used in the analyses. Out of plane stresses (not shown in the Fig.) were equal to 24 MPa in all cases.

3. Rock mass

The empirical Hoek-Brown failure criterion (Hoek and Brown, 1997) was used to estimate the strength of the rock mass. The curved Hoek-Brown failure criterion was approximated with the linear Mohr-Coulomb failure envelope. Furthermore, the stiffness expressed as Young's modulus was according to Serafim and Pereira (1983)

The static Young's modulus of the EDZ was determined as

$$E_{EDZ} = \frac{E_{EDZ}^{dyn}}{E_{rock}^{dyn}} E_{rock} \quad (1)$$

where E_{rock} is the static Young's modulus of the undisturbed rock, E_{EDZ}^{dyn} and E_{rock}^{dyn} are the dynamic Young's moduli of the EDZ and the undisturbed rock, respectively. Field tests (Malmgren 2005) gave a variation of $E_{EDZ}^{dyn} / E_{rock}^{dyn}$ in the interval of 0.5 – 0.9. The ratio equal to 0.5 was used in the analyses. Using E_{EDZ} , the RMR of the EDZ, RMR_{EDZ} , was determined using the expression for Young's modulus by Serafim and Pereira (1983). The strength of EDZ was calculated according to Hoek and Brown (1997) by using RMR_{EDZ} . The extent and the mechanical properties of the EDZ were applied to the model immediately when the drift was excavated.

The strength of the rock mass was varied using the RMR values 50, 60 and 70. The average RMR ($= 60$) of the rock mass of the footwall according to Table 1, was used as a base case. The factor m_i and σ_{ci} were chosen as the average values of the footwall, i.e., $m_i = 16$ and $\sigma_{ci} = 200$ MPa according to Table 1. A summary of rock mechanical properties are presented in Table 2. Furthermore, the thicknesses of EDZ used in the analysis were 0 m, 0.5 m and 1 m with base case of 0.5 m.

Table 2 Variation of the mechanical properties of the rock mass.

Undisturbed rock			EDZ		
RMR	σ_{cm} (MPa)	E (GPa)	RMR	σ_{cm} (MPa)	E (GPa)
50	12.4	10.0	38	6.4	5
60 (Base case)	21.7	17.8	48	11.1	8.9
70	37.8	31.6	58	19.4	15.8

4. Shotcrete

The properties of the shotcrete – rock interface used in the analyses are found in Table 3, values marked with bold text were based on the results from laboratory tests (Saiang et.al., 2005). These were used in the base case.

If tensile or bond failure occurred, these properties was set equal to zero and the residual strength was only a function of the friction angle, ϕ_{if} , and the normal stress at the interface. The strength, Young's modulus and thickness of the shotcrete lining were varied according to Table 4.

Table 3 Variation of the mechanical properties of the interface.

	Tensile strength (MPa)	Bond strength (shear) (MPa)	Friction angle (Deg)	Tensile stiffness (GPa/m)	Shear stiffness (GPa/m)
Low	0.3	0.3	35	250	1
Base case	0.6	0.6	35	250	1
High	1.2	1.2	35	250	1

Table 4 Properties of steel fibre reinforced shotcrete (50 kg/m³) used in the analyses. Shear strength, f_v , according to Malmgren (2005b), the remaining properties from Malmgren (2005a).

	Thickness (mm)	f_c ¹⁾ (MPa)	f_{flcr} ²⁾ (MPa)	f_{res} ³⁾ (MPa)	f_v ⁴⁾ (MPa)	E_c (GPa)	ν
	50	35	3.8	3.1	1.6	19	0.15
Base case	70	35	3.8	3.1	1.6	19	0.15
	100	35	3.8	3.1	1.6	19	0.15
	150	35	3.8	3.1	1.6	19	0.15

1) f_c = compressive strength, corresponds to the strength of a 150x300 mm cylinder

2) f_{flcr} = first crack strength, tensile flexural strength from beam tests

3) f_{res} = residual strength, tensile flexural strength from beam tests

4) f_v = shear strength, from beam tests

The shotcrete was simulated using beam elements with an elastic-plastic material model (Itasca, 2005). The material model incorporates normal force - moment capacity interaction, which is common in the design of concrete columns. A shear failure could not be modelled by the beam element. Thus, failures were checked manually.

5. Results

The influence of the shotcrete lining on the behaviour of the rock was in principal limited to a zone about 1 m beyond the boundaries of the drift. Within this zone the extent of shear failures decreased.

Load Case 2 (LC2), corresponding to unloading or decreased rock stresses, gave higher vertical displacement in the middle of the roof than Load Case 1 (LC1) (increased rock stresses). The difference between shotcrete supported rock and unsupported rock was small in most of the cases. The displacement was weakly dependent on the strength of

the interface and the thickness of the shotcrete lining. However, a variation in the rock strength and Young's modulus resulted in a significant variation in the displacement.

The shear stress in the lining did not exceed the shear strength of the lining (1.6 MPa). The maximum and minimum normal stress in the lining is defined as

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (2)$$

where N is the normal force in the lining, $A = bh$ (cross section), M is the moment, $W = bh^2 / 6$, b is the width and h is height of the lining. The normal stress is presented in Fig. 5 – Fig. 6. Compressive normal stress in the figures is depicted on the outside of the surface and the tensile normal stresses inside the surface. For LC1 the normal (compressive) stress in the lining was significantly higher for an even surface compared to that of the uneven surface. The normal stress only change slightly when the amplitude of the surface roughness was varied, therefore only the case with $A = 0.08$ m is shown. The difference in normal stresses between LC1 and LC2 was most significant for the even surface.

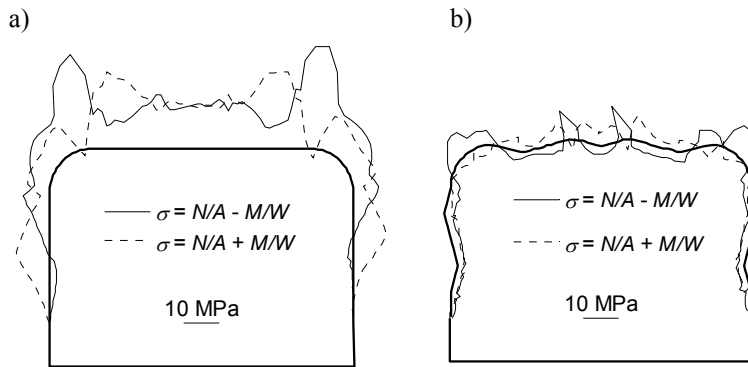


Fig. 5 Normal stress in the lining, σ , Load Case 1 (LC1), a) even surface and b) uneven surface.

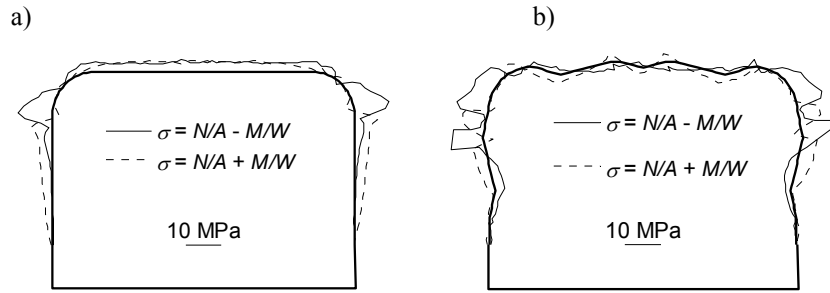


Fig. 6 Normal stress in the lining, σ , Load Case 1 (LC2), a) even surface and b) uneven surface.

To summarise the behaviour and also to compare the sensitivity to the variation of all parameters, the quantities

$$\frac{\text{No of failed interfaces}}{\text{No of interfaces}} (\%) \quad (3)$$

and

$$\frac{\text{No of failed beam elements}}{\text{No of beam elements}} (\%) \quad (4)$$

were calculated. The results are summarised in Fig. 7 – Fig. 8. The influence of the extent of the EDZ on the shotcrete behaviour was small. Many interface failures were the result of low interface strength. Almost no interface failures occurred for high strength (interface) values. With increased interface strength the number of tensile failures in the lining increased. With decreased strength of the rock mass both the number of failures at the interface as well as in the lining increased. Increased shotcrete thickness gave an increased number of failures at the interface, but the number of failures in the lining decreased. For LC2 the number of failures at the interface decreased in almost all cases compared to LC1 as shown in Fig. 8.

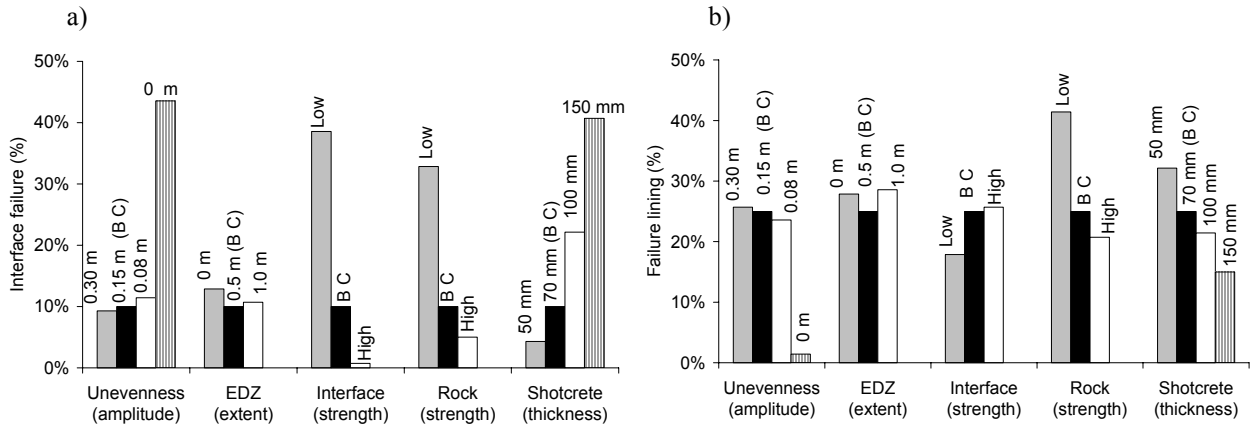


Fig. 7 Load case 1 (LC 1), BC = base case a) shear or tensile failure at the interface and b) tensile failure in the lining

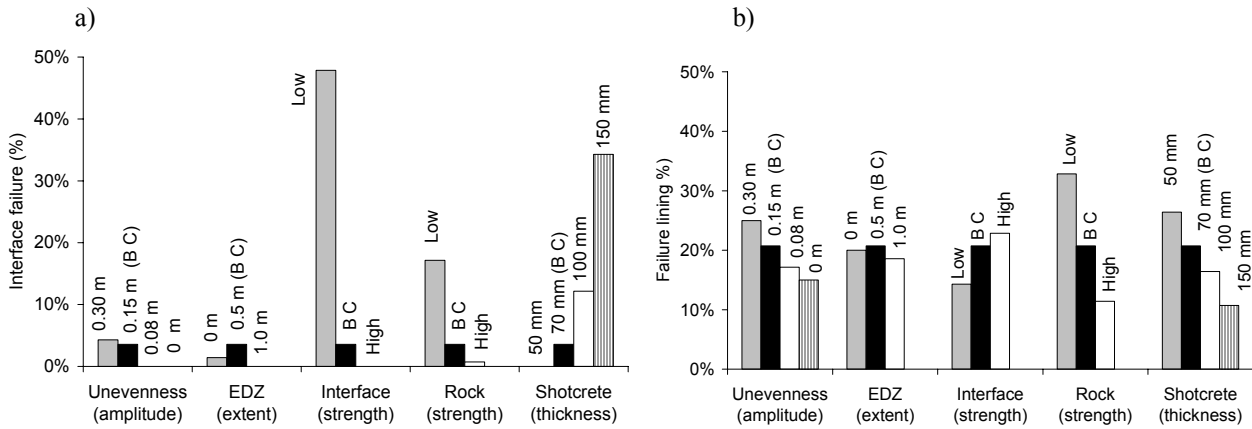


Fig. 8 Load case 2 (LC 2), BC = base case a) shear or tensile failure at the interface and b) tensile failure in the lining

6. Discussion

The influence of the shotcrete lining on the behaviour of the rock was in principal limited to a zone about 1 m beyond the boundaries of the drift. Within this zone the extent of shear failures decreased.

Generally, the difference in displacement of the roof of the drift between unsupported and shotcrete supported rock was small. This was mainly due to the extent of the lining around the drift perimeter, see Fig. 3c). A closed ring gives a much stiffer lining.

The rock strength had a large impact on the number of failures at the interface and in the lining. The number of failures at the interface as well as in the lining increased with decreasing rock strength.

For LC1 the normal (compressive) stress in the lining was significantly higher for an even surface compared to that of the uneven surface. Since the normal load capacity of an uneven lining is dependent on the moment capacity at the depression of the lining as well as at the apex, the tensile strength of the lining is critical. Therefore, the normal (compressive) force capacity of an uneven shaped lining is less than the normal force capacity of a straight lining. However, since the response was also sensitive to small amplitudes of the surface roughness it is very difficult to avoid these effects when the openings are blasted.

At least for the investigated stress state, a high bond strength was favourable, because the number of failures in the interface decreased more than the failures in the lining increased. Normally, a tensile failure in the lining is better than a tensile or a shear failure at the interface. This is because the tensile failure in the reinforced shotcrete lining has a residual strength, which is hardly the case at the interface. With a thicker lining the number of failures at the interface increased more than the failures in the lining decreased. Therefore, if the lining is dependent on bond strength, the benefit of using a thicker lining can be doubtful.

In this study the extent of EDZ had minor effect on the behaviour of shotcrete when the surface was uneven. A possible reason is that rock elements close to the drift failed with or without a pre-defined EDZ. However, the strength of EDZ is not very well known (Saiang, 2004) and with other mechanical properties of the EDZ the result can be different.

For LC2 the tensile failure of the lining in many cases occurred prior to failure in the interface. This was indicated by fewer interface failures and a large number of tensile failures in the lining. Unloading can also decrease the normal stress at the discontinuities resulting in the reduction of the shear strength. If the lining has insufficient residual capacity, rock falls can occur. At the Kiirunavaara mine many of the near-accident rock fall events occur when the stresses have decreased.

7. Conclusions

The following conclusions can be drawn from the present study under the stated specific conditions:

- The rock strength had a large impact on the number of failures at the interface and in the lining.
- The unevenness of the surface was one of the most important parameter in this study. The behaviour of the lining was sensitive to small amplitudes of the surface roughness.
- A high interface strength was favourable.
- If a thick lining is dependent on bond strength, the benefit of using it can be doubtful.

- The extent of the EDZ had a minor effect on the behaviour of the shotcrete lining when the surface was uneven.
- For LC2 the tensile failure of the lining in many cases occurred prior to failure in the interface.

Acknowledgements

This work is a part of the research consortium “Väg/Bro/tunnel”, which is supported by Vinnova, Cementa, Elforsk, LKAB, NCC, Skanska, PEAB and SBUF. The financial support from LKAB and the research consortium made this research work possible. Christine and David Saiang are greatly acknowledged for their support and interesting discussions and for editing the English text.

References

- Banton C., Diederichs M.S., Hutchinson D.J. and Espley S. 2004 Mechanisms of shotcrete roof support. Proceeding of the second international conference on engineering developments in shotcrete, 4 October 2004, Cairns, Queensland, Australia, pp. 39 – 45.
- Barret & McCreath 1995 Shotcrete support design in Blocky ground: Towards a deterministic approach. Tunneling and underground space technology, Vol.10, No 1, pp. 79 – 89, 1995
- Chang Y. 1994 Tunnel Support with Shotcrete in Weak Rock – A Rock Mechanics Study. Doctoral Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden
- Fernandez-Delgado G., J.M: Mahar and H.W. Parker Structural behaviour of thin shotcrete liners obtained from large scale tests. Shotcrete for underground support, Proceedings of the Engineering Foundation Conference, Tidewater Inn, Easton, Maryland, USA, October 4 - 8, 1975, ACI Publication SP-54 p.399 – 442.
- Fishman, Y.A. & Lavrov, V.E. 1996. Designing of rock supports of tunnels on the basis of generalized data on thickness of distressed zone. In Barla (ed.), Eurock '96. Balkema, Rotterdam, 915-921.
- Hoek E. and Brown E.T. 1997 Practical estimates of rock mass strength. Int. J Rock Mech. Min. Sci., 34, No. 8, pp. 1165 – 1186.
- Holmgren J. 1979 Shotcrete, Punch-loaded shotcrete linings on hard rock Dissertation. Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden, Swedish Rock Engineering Research Foundation – BeFo report No. 7:2/79
- Holmgren J. 1993 Principles for a rational design of shotcrete lining in hard rock. Shotcrete for underground support VI, May 2 – 6, 1993, pp.67 – 74
- Itasca 2005 UDEC 4.0, www.itascacg.com
- Kuchta M. E., Hustrulid W.A. and Lorig L.J. 2004 The importance of rock surface preparation in shotcreting operations. Surface support in mining. Eds. Potvin Y., Stacey D. and Hadjigeorgiou. ACG Australian centre for geomechanics.pp.283 – 290.
- Malmgren L. 2005a Interaction between shotcrete and rock – experimental and numerical study. Doctoral thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Luleå University of Technology, Sweden, 2005:48.
- Malmgren L. 2005b Shear strength of fibre reinforced beams- a literature review. Technical report. ,

Luleå University of Technology, Sweden

Malmgren L., Nordlund E and Rolund S. 2005 Adhesion strength and shrinkage of shotcrete. Tunneling and underground space technology 20 (2005) pp. 33 – 48

Martino J.B. & Martin C.D. (editors). 1996. Proceedings of the Excavation Disturbed Zone Workshop. Manitoba, Canada

Martino J.B. (editor). 2003. The 2002 International EDZ Workshop: The excavation damaged zone – cause and effects. Atomic Energy of Canada Limited

Nilsson U. 2003 Structural behaviour of fibre reinforced sprayed concrete anchored in rock. Doctoral thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden Bulletin No.71, 2003.

Nordström E. 1996. Sammanställning av sprutbetongprovningar. (A summary of results from beam tests) Vattenfall Utveckling AB, Sweden (in Swedish)

Perman 2004 Numerical analyses of the rock stress state around drifts and cross cut at the Kiirunavaara mine. Internal LKAB report. (In Swedish)

Quinteiro, C., M. Quinteiro and O. Hedström, 2001, Underground Iron Ore Mining at LKAB, Sweden. Underground Mining Methods, Engineering Fundamentals and International Case Studies, Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc., editor Hustrulid and Bullock, pp 361-368.

Saiang D. 2004 Damaged rock zone around excavation boundaries and its interaction with shotcrete. Licentiate Thesis, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Rock Mechanics, Luleå University of Technology, Sweden

Saiang D., Malmgren L and Nordlund E. 2005 Laboratory Tests on Shotcrete-Rock Joints in Direct Shear, Tension and Compression. Rock Mechanics and Rock Engineering. (2005) 38 (4), pp. 275-297.

Serafim J.L. and Pereira J.P. 1983 Considerations of the geomechanical classification of Bieniawski. Proc. Int. Symp. on Engineering Geology and Underground construction, Lisbon, 1, II, 33 -42.

Sjöberg J., Lundman P., Nordlund E and Quinteiro C. 2003. Stability analysis of ore passes in the Kiirunavaara mine. ISRM 10th Congress, published by the South African institute of mining and metallurgy, Johannesburg 2003, South Africa

Torsteinsson H.P. and R. Kampen 1986 High strength reinforced shotcrete, new types of fibres and test results. Fjellsprengningsteknik, Bergmekanikk, Geoteknikk p.34.1-34.40

EN TILLÄMPNING AV BAYESIANSK STATISTIK FÖR KONTROLL AV TJOCKLEKEN PÅ SPRUTBETONGFÖRSTÄRKNING

An application of Bayesian statistics for monitoring thickness of shotcrete linings

*Håkan Stille, Institutionen för Bygghvetenskap, avdelningen för jord- och bergmekanik
Mats Holmberg, Tunnel Engineering AB*

Sammandrag

Bayesiansk statistik har använts för att analysera olika aspekter på kontroll av tjockleken hos sprutbetongförstärkning. I studien exemplifieras metodiken i en analys av relationen mellan en minsta tillåten medeltjocklek på sprutbetong och den medeltjocklek som appliceras i praktiken. Det visas hur man på systematisk väg både kan införliva förhandskunskap (a-priori) och ny information från mätningar vid uppskattning av tjockleken statistiska fördelningsparametrar, medelvärde och standardavvikelse. Ett kriterium diskuteras i form av ett specificerat minsta tillåtna medelvärde. Det kan användas för kontroll av den applicerade sprutbetongtjockleken och för att göra anpassningar av den praktiskt utförda sprutbetongtjockleken.

Abstract

The concept of Bayesian statistics has been applied here to analyse aspects of monitoring the thickness of shotcrete linings. The paper presents a theoretical model describing the relationship between the required minimum thickness stipulated in the design, and the means for achieving the requirements in terms of actual thickness of shotcrete in place. It is shown that prior information as well as new and more accurate information systematically can be taken into account in the estimation of the population parameters of shotcrete linings, such as mean values and standard deviation. A performance criterion is introduced that opens up for a systematic approach to monitor the actual shotcrete thickness in place as well as for means to adapt the thickness of the shotcrete in place towards the requirements of the design.

Syfte

Vid utformningen av en sprutbetongförstärkning måste frågeställningar värderas som berör samverkan mellan bergmassa och förstärkningssystem. Ur bergmekanisk synvinkel måste geologin, möjliga brottmekanismer och hållfasthetsparametrar värderas. När det gäller förstärkningens mekaniska funktion är till exempel sprutbetongens hållfasthet och styvhet viktiga. I den slutgiltiga designen fastläggs sedan förstärkningens erforderliga bärförmåga, sprutbetongens tjocklek och eventuell användning av armering.

Den färdiga designen är dock behäftat med osäkerheter, alltifrån parametrar som beskriver hållfasthetsegenskaper till förstärkningssystemets mekaniska verkningsätt. Det är osäkerheter som man i designprocessen i viss utsträckning har att hantera. I kombination med beräkningar, känslighetsanalyser, empirisk kunskap och ingenjörsmässiga bedömningar fattas beslut om konstruktionens utformning. I utförandeskedet kontrolleras därför sprutbetongförstärkningens eller ett förstärkningssystemets funktion med hjälp av ett kontrollprogram. Där ingår övervakning och dokumentation som syftar till att verifiera att konstruktionens beteende är acceptabelt och att de verkliga förutsättningarna på platsen överensstämmer med de i designen antagna för det bärande huvudsystemet, bergmassa och förstärkning. Vanligen omfattar kontrollprogrammet att kontrollera sprutbetongens tjocklek. Den europeiska byggnormen, Eurocode, innehåller formella krav på tillämpningen av en designmetod som bygger på detta förfaringssätt och som är benämnd observationsmetoden.

I denna studie framlägger vi i konceptform resultatet från en inledande studie avseende en metodik att hantera och dra kvantitativa slutsatser baserade på analys av mätdata från kontrollprogram. Konceptet grundas på Bayesianisk statistik och den teoretiska bakgrunden till de ekvationer som presenteras här kan studeras i handböcker om statistik, till exempel Ang & Tang (1975). I motsats till klassisk statistik betraktar man med hjälp av Bayesianisk statistik de obekanta parametrarna i den statistiska fördelningen som stokastiska variabler. Med detta synsätt kan man på ett systematiskt sätt beakta empirisk kunskap, ingenjörsmässiga bedömningar samt beräknings- och mätresultat vid uppskattningen av de statistiska parametrar som beskriver den sökta variabeln.

Problembeskrivning och definitioner

I det tillämpningsexempel som presenteras här utgår vi från att designen ställer krav på att sprutbetongförstärkningen ska uppfylla en minsta tillåten medeltjocklek i en tunnelsektion. I detta skede av studien behandlas inte bergmassans eller förstärkningens strukturella verkningsätt och inte heller vilken typ av stabilitetsproblem som designen är utformad för att hantera. Vidare förutsätts mätdata avseende tjockleken på sprutbetongen komma från samma population, det vill säga ett område eller en sträcka i tunneln ämnad att ha samma tjocklek och som inte är förbunden med avvikelser som beror av systematiska fel. Det är avvikelser som uppkommer när till exempel av någon orsak felaktig mängd sprutbetong appliceras. Denna typ av avvikelser måste identifieras på annat sätt, till exempel med visuella observationer och uppföljning av mängd och lokalisering av sprutbetong.

Det är rimligt att anta att den minsta tillåtna tjocklek som krävs enligt design är relaterad till en säkerhetsfaktor och till någon önskad skadehändelse. Vanligen föreskriver normen med vilken sannolikhet en sådan skadehändelse kan accepteras. Denna sannolikhet kan uttryckas som ett säkerhetsindex mot brott, β . Ett typiskt indexantal kan vara $\beta=3,2$, vilket motsvarar ungefär ett fall på 2000, $p_f=1/2000=5 \times 10^{-4}$.

Termen "fall" kan avse en storhet som minsta tillåtna värde eller medelvärden, antalet händelser per km tunnel, per m² sprutbetong, etc.

Teoretisk bakgrund

Anta att tjockleken hos sprutbetongförstärkning kan beskrivas med egenskaperna hos en normalfördelning, med ett okänt medelvärde μ och en från erfarenhet eller simulering känd standardavvikelse σ . Detta kan tecknas på formen

$$f(x) = N(\mu, \sigma)$$

Avståndet mellan punkterna i tunneln där sprutbetongtjockleken x , registreras måste vara tillräckligt för att mätresultaten ska kunna betraktas vara oberoende av varandra. Avståndet beror av egenskaper som bergytans vågighet (råhet), antalet applicerade sprutbetongskikt, etc. Det förutsätts här att det bärande huvudsystemet av bergmassa och förstärkningar, inom rimliga gränser, har ideal elastisk-plastiskt verkningssätt, det vill säga fungerar som ett samverkande system där laster kan omfördelas.

För dessa förutsättningar är det rimligt att beskriva det okända medelvärdet μ , som i detta fall är en population bestående av sprutbetong med samma tjocklek, med en normalfördelning av den stokastiska variabeln μ (Ang & Tang 1975). Om man inte har någon kunskap a-priori om μ (medelvärdet) kan man ansätta ett diffust värde för fördelningens medelvärde. Fördelningen aposteriori (efter provtagning) kan då tecknas med följande uttryck.

$$f(\mu) = N\left(\bar{x}, \frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right)$$

Det vill säga fördelningen av μ beskrivs med ett medelvärde, $\bar{x}$, som är lika med det aritmetiska medelvärdet från provtagning, och med standardavvikelsen $\sigma/\sqrt{n}$.

Sannolikheten att μ ska vara mindre än ett visst medelvärde Y kan tecknas

$$P(\mu < Y) = \Phi\left(\frac{Y - \bar{x}}{\sigma/\sqrt{n}}\right) \quad (1)$$

där

Y = sökta värdet på medelvärdet

σ = populationens standardavvikelse

$\bar{x}$ = populationens skattade medelvärde

n = antal mätvärden eller antal mätresultat (kopplad till aktuell frågeställning).

Med ekvation (1) kan man skatta sannolikheten för att ett sökt medelvärde ska uppträda i en population vars fördelning är baserad på resultat från provtagning. I vår tillämpning motsvarar detta sökta medelvärde av krav på ett minsta tillåtet medelvärde på sprutbetongens tjocklek. Standardavvikelsen är känd genom erfarenhet eller simulering.

Den totala osäkerheten i skattningen av ett enskilda mätvärde x , erhålls genom att kombinera spridningen hos den underliggande stokastiska variabeln med medelvärdets spridning (Ang & Tang 1975). Sannolikheten att x , ska vara mindre än ett visst enskilda mätvärde X kan tecknas

$$P(x < X) = \Phi \left(\frac{X - \bar{x}}{\sqrt{\sigma'^2 + \sigma^2/n}} \right) \quad (2)$$

där

X = sökt enskilda mätvärde

$\bar{x}$ = populationens skattade medelvärde.

n = antal mätvärden eller antal mätresultat (kopplad till aktuell frågeställning).

Ekvation (2) kan användas för att skatta sannolikheten för ett visst intervall av enskilda mätvärden ska uppträda inom en population med det skattade medelvärdet $\bar{x}$.

Bayesiansk statistik erbjuder en formell möjlighet att systematiskt uppdatera populationens medelvärde samt medelvärdets standardavvikelse, allt efter som ny information tillkommer. Om man kan visa att informationen a-priori, uttryckt i form en given datamängd, är en normalfördelning, $N(\mu', \sigma')$, följer att fördelningen aposteriori också är en normalfördelning med medelvärdet

$$\mu'' = \frac{\bar{x}\sigma'^2 + \mu'\sigma^2/n}{\sigma'^2 + \sigma^2/n} \quad (3)$$

och standardavvikelsen

$$\sigma'' = \sqrt{\frac{\sigma'^2\sigma^2/n}{\sigma'^2 + \sigma^2/n}} \quad (4)$$

där

μ' = skattning a-priori av populationens medelvärde

σ' = skattning a-priori av medelvärdets standardavvikelse

σ = populationens standardavvikelse

$\bar{x}$ = ny information om populationens skattade medelvärde

n = antal mätvärden eller antal mätresultat (kopplad till aktuell frågeställning).

Fördelningen av sprutbetongens tjocklek kan betraktas ur både entreprenörens och beställarens synvinkel. Beställaren har konstruktionsansvaret, vilket i designen har uttryckts dels som ett minsta tillåtet medelvärde på tjockleken, dels som en sannolikhet för vilket en skadehändelse kan accepteras. Det betyder i praktiken att sprutbetongen på plats måste ha en medeltjocklek som är betydligt större än det minsta tillåtna medelvärdet på tjockleken. Därför måste både beställaren och entreprenören göra bedömningar om vad som krävs för att uppfylla designkraven. Dels i form av applicerad

mängd sprutbetong, dels om det sätt på vilket designen ska verifieras. I dessa bedömningar måste de ta hänsyn till det oundvikliga faktum att sprutbetongens tjocklek har en spridning. Entreprenören kan inte genomföra arbetet med utgångspunkt från att sprutbetongens medeltjocklek ska motsvara det minsta medelvärde som uppfyller konstruktionskraven. Följden är att entreprenören lägger till en marginal på den minsta tillåtna tjockleken. Ur beställarens synvinkel är denna marginal en kostnad och ur entreprenörens synvinkel är den en affärsrisk, både under anbudsskedet och under utförandeskedet. Denna frågeställning går att behandla teoretiskt.

En inbyggd förutsättning i utförandeskedet är att det inom rimliga gränser får förekomma att tjockleken på sprutbetongen längs en sträcka bedöms som ej godtagbar, det vill säga inte uppfyller designkravet. Det är acceptabelt då den enkla åtgärden är att applicera ytterligare sprutbetong. Men sådana återkommande arbeten stör produktionscykeln och har ekonomiska konsekvenser. Det ligger dock i sakens natur att alla försök till optimering inbegriper en risk för att kompletteringsarbeten måste utföras. Anta att denna acceptansnivå kan tilldelas en sannolikhet med vilken man definierar entreprenörens risk för att behöva återvända och utföra kompletteringsarbete. Nedanstående ekvationer beskriver relationen mellan populationer av sprutbetong med acceptabel kvalitet respektive med ej acceptabel kvalitet. Problemet diskuteras mer ingående i nästa avsnitt.

$$P(\bar{X} < L | \mu_a) = \Phi\left(\frac{L - \mu_a}{\sigma/\sqrt{n}}\right) \quad (5a)$$

$$P(\bar{X} > L | \mu_d) = 1 - \Phi\left(\frac{L - \mu_d}{\sigma/\sqrt{n}}\right) \quad (5b)$$

där

L = kriterium uttryckt som ett specificerat minsta tillåtna medelvärde.

μ_a = skattade minsta medelvärdet i en population med acceptabel kvalitet.

μ_d = skattade minsta medelvärdet i en population med ej acceptabel kvalitet.

n = antal mätvärden eller antal mätresultat (kopplad till aktuell frågeställning).

Beräkningsexempel

Betrakta ett förstärkningssystem där designkravet är att sprutbetongen ska uppfylla en minsta medeltjocklek på 4 cm i en tunnelsektion. Detta för att tillgodose det bärande huvudsystemets bärförmåga avseende till exempel förekomst av lösa bergpartier eller en viss storlek på deformationer. Största sannolikheten för en skadehändelse föreskrivs enligt någon norm och här antas detta värde vara 1/2000. Ett kontrollprogram ska genomföras för att verifiera att kravet på sprutbetongens minsta tillåtna tjocklek innehålls under arbetets utförande. Tjockleken mäts i sex (6) punkter jämnt fördelade i samma tvärsektion av tunneln.

Man önskar analysera resultaten efter 4 mätsektioner i syfte att skapa en prognos över hur medelvärdet på sprutbetongens tjocklek är fördelat. Från erfarenhet uppskattas

standardavvikelsen för den här typen av sprutbetongförstärkning till 1.5 cm. Anta att de syntetiska mätvärdena i tabell 1 har erhållits. Medelvärde kan beräknas till 7.0 cm, medelvärdes standardavvikelse till 1.0 cm och standardavvikelsen för alla mätvärden kan beräknas till 1.5 cm.

Tabell 1. Syntetiska data från fyra mätsektioner.

Kontroll-sektion nr	Punkt A	B	C	D	E	F	Aritmetiskt medelvärde [cm]	Medelvärdes standard-avvikelse [cm]
1	8.3	4.0	7.5	6.1	9.1	7.7	7,1	
2	6.4	5.5	6.5	6.0	4.9	4.0	5,6	
3	7.8	8.8	5.9	8.6	8.9	7.9	8,0	
4	5.5	8.0	7.7	8.5	7.0	6.9	7,3	
							7.0	1.0

I princip behövs ytterligare ett medelvärde från en ny mätsektion för att genomföra en Bayesiansk uppdatering av de statistiska parametrarna med hjälp av ekvationerna (3) respektive (4). Men i syfte att demonstrera principen utförs uppdatering på basis av ovan tabellerade värden. Följande värden används som indata.

$\mu' = 7.0$ cm (skattning a-priori av tjocklekens medelvärde)

$\sigma' = 1.0$ cm (skattning a-priori av medelvärdes standardavvikelse)

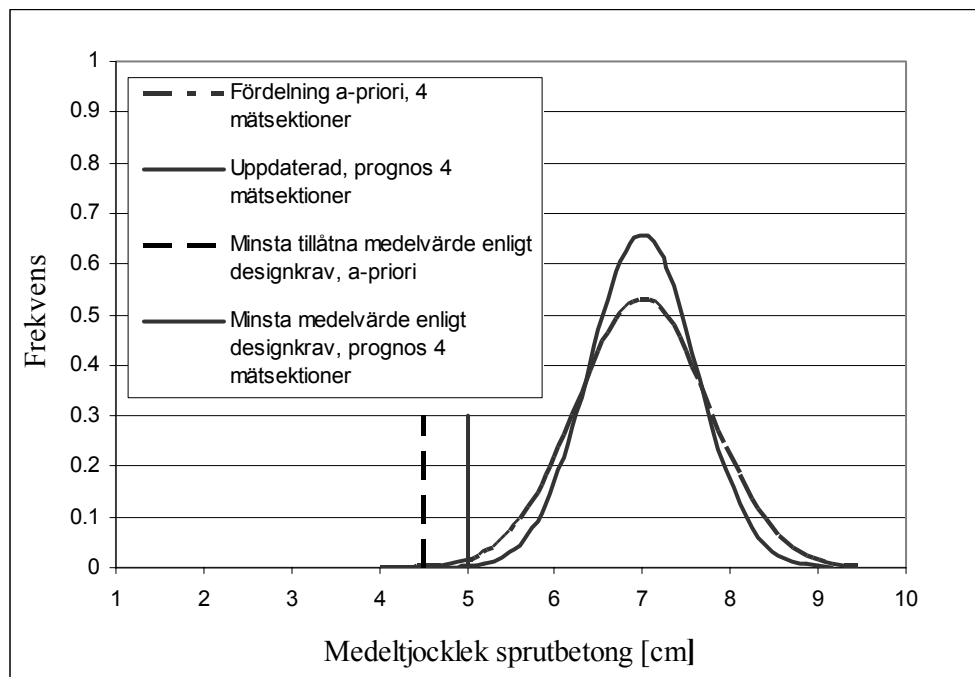
$\sigma = 1.5$ cm (skattning av tjocklekens standardavvikelse)

$\bar{x} = 7.0$ cm (ny information om tjocklekens medelvärde)

$n = 4$ (antal mätsektioner)

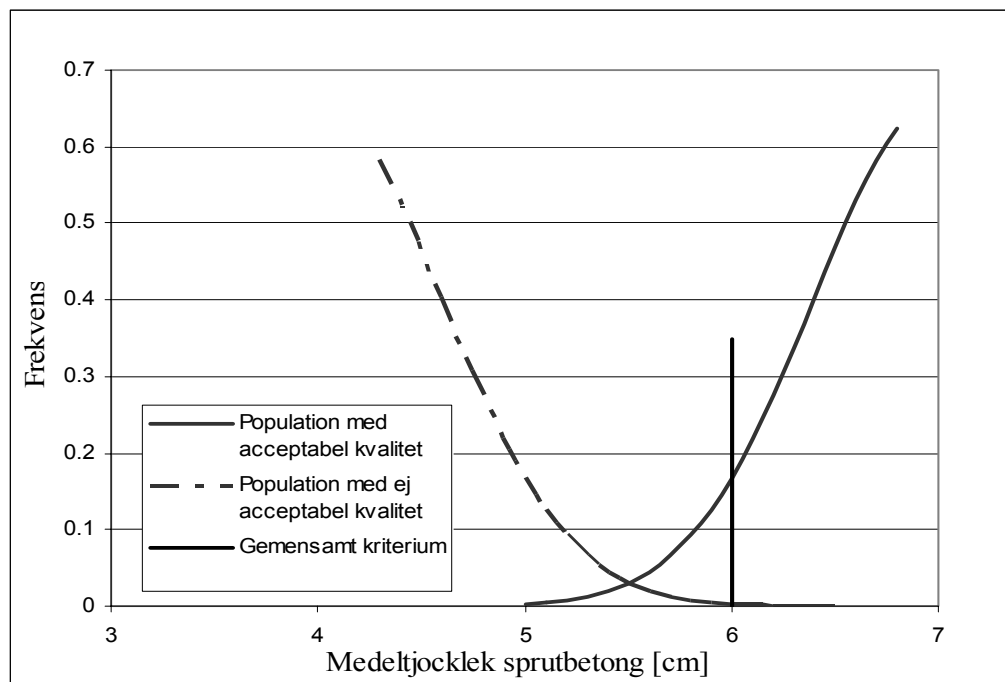
Det uppdaterade medelvärdet efter fyra mätsektioner är 7.0 cm och medelvärdes standardavvikelse är 0.60 cm. Det uppdaterade (aposteriori) värdet på medelvärde respektive standardavvikelse utgör nu grunden för en prognos över hur medelvärdet på sprutbetongens tjocklek är fördelat. Baserat på den aktuella prognosen kan man med hjälp av ekvation (1) skatta medelvärdet som motsvarar sannolikheten 1/2000 (minsta tillåtna medelvärde enligt designkrav). Detta sökta medelvärde blir 5 cm och erhålls genom att lösa ut det sökta medelvärdet, Y , sätta populationens medelvärde, $\bar{x}$, till 7 cm, standardavvikelsen till 0,6 ($\sigma/\sqrt{n}$) och sannolikheten till 1/2000.

Fördelningen av sprutbetongens tjocklek visas i figur 1 dels för a-priori skattningen, dels för uppdatering efter 4 mätsektioner. De vertikala staplarna visar det medelvärde som motsvarar sannolikheten 1/2000 för respektive fördelning. I det här fallet ger den ökade informationen om tjocklekens fördelning en indikation om att medeltjockleken kan vara lägre utan att göra avkall på designkravet som är 4 cm. Det vill säga mängden sprutbetong som appliceras kan minskas. Det teoretiska värdet på sprutbetongens medeltjocklek erhålls ur ekvation (1) och blir då cirka 6 cm. I jämförelse med aktuell prognos som är 7 cm är den teoretiska minskningen cirka 15 %.



Figur 1. Fördelningen av sprutbetongens medeltjocklek i en population baserad på mätvärden. Populationens fördelning visas dels för skattningen a-priori, dels för uppdatering efter 4 mätsektioner.

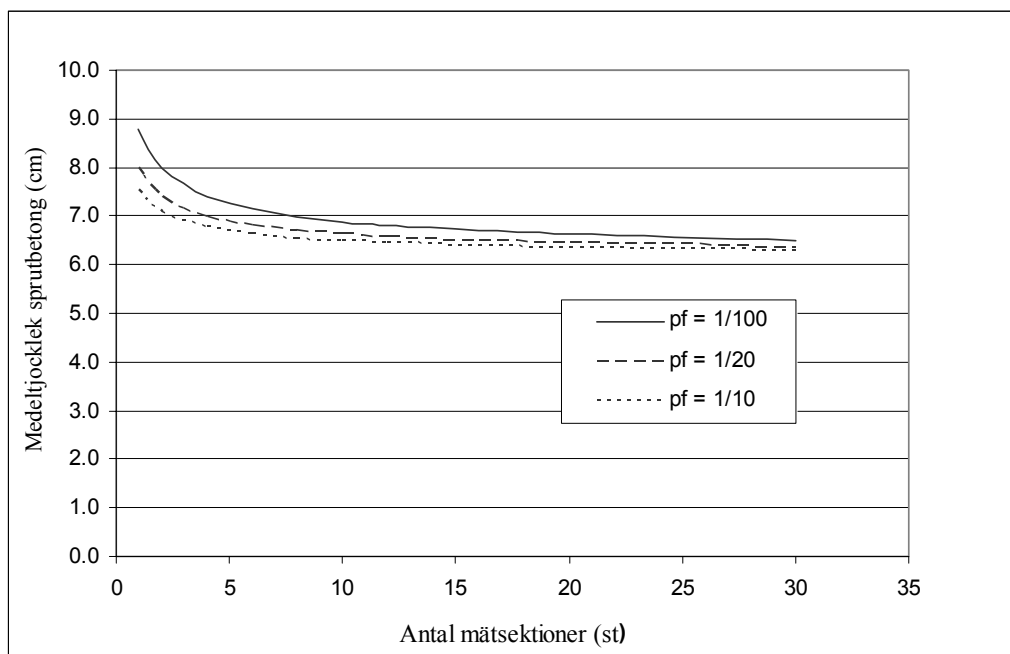
Som visas i exemplet ovan har ur beställarens synvinkel den utförda konstruktionen i detta skede en större marginal mot brott än vad som föreskrivs i designen. Låt oss anta att både beställare och entreprenör har intresse av att anpassa sprutbetongens tjocklek närmare designkravet. Det kan göras genom att gemensamt definiera ett kriterium som anger ett minsta accepterat medelvärde på sprutbetongens tjocklek. Teoretiskt beskriver detta kriterium, L , risken för beställaren att acceptera sprutbetong med ej acceptabel kvalitet, det vill säga en population som med given sannolikhet innefattar ej acceptabla medelvärden. Samma kriterium beskriver risken som entreprenören är beredd att ta för att behöva återvända och applicera ytterligare sprutbetong i ett område som egentligen har acceptabel kvalitet. Det är rimligt att entreprenören kan påverka sannolikheten för en sån händelse, exempelvis genom att acceptera att kompletteringsarbeten x gånger av y stycken sprutoperationer. Parterna måste också komma överens om antalet mätsektioner samt ett värde på standardavvikelsen. I praktiken är det givetvis möjligt att ändra kriteriet om den förväntade standardavvikelsen avviker från det överenskomna värdet.



Figur 2. Medelvärdeets fördelning för populationer med acceptabel respektive ej acceptabel kvalitet. Det gemensamma kriteriet beskriver risken för beställaren att acceptera en population som innefattar ej acceptabla medelvärden. Samma kriterium beskriver risken för entreprenören att behöva återvända och applicera ytterligare sprutbetong i ett område som egentligen har acceptabel kvalitet.

Anta att parterna är överens om standardavvikelsen och antalet mätsektioner längs en provsträcka så att $\sigma/\sqrt{n} = 0.60$. Följande indata gäller för beställaren; $p_f=1/2000$, minsta tillåtna medelvärde på tjockleken är 4 cm. Med ekvation (5a) beräknas värdet på kriteriet L till 6 cm. Följande indata tillämpas av entreprenören; $p_f=1/20$, $L=6$ cm. Med ekvation (5b) beräknas det minsta medelvärdet på sprutbetongens tjocklek som enligt entreprenören uppvisar acceptabel kvalitet. Detta värde är i praktiken den tjocklek eller mängd sprutbetong som ska appliceras i tunneln för att entreprenören inte ska behöva återvända och applicera ytterligare sprutbetong. Det är i detta fall en medeltjocklek på omkring 7 cm vilket åskådliggörs figur 2.

En skattning av sannolikheten på förekomsten av enstaka värden på tjockleken i mätsektionerna kan göras med hjälp av ekvation (2). I exemplet ovan är sannolikheten cirka 3 % att enstaka mätvärden uppvisar en tjocklek som är mindre än 4 cm, det vill säga i tre av hundra mätpunkter. Huruvida detta har inverkan på förstärkningens funktion eller andra typer av platsspecifika kriterier värderas ej här.



Figur 3. Populationens medelvärde för sprutbetongen är beroende av mätningarnas antal och av sannolikheten för att en population med god kvalitet ska underkännas. Sannolikheten är den risknivå som entreprenören accepterar för att applicera ytterligare sprutbetong på en tidigare färdigsprutad yta.

Figur 3 visar hur tjockleken medelvärde beror av antalet mätsektioner och av accepterad risk att ytterligare sprutbetong kan behöva appliceras på en färdigsprutad yta. Denna sannolikhet är teoretiskt lika med risken för att en population med acceptabel kvalitet blir underkänd. I exemplet förutsätts att beställaren accepterar att en minsta tillåten medeltjocklek, lika med 4 cm, underskrids med sannolikheten 1/2000. Figur 3 visar att en kraftig ökning av antalet mätsektioner inverkar marginellt på det av parterna accepterade kriteriet, det vill säga det minsta tillåtna medelvärdet på sprutbetongens medeltjocklek i en tunnelsektion.

Slutsatser

Bayesiansk statistik har här använts för att analysera olika aspekter på tjocklekskontroll av sprutbetongförstärkning. Vissa specifika slutsatser kan dras. Fördelarna med Bayesiansk statistik är att både information a- priori och ny information kan beaktas systematiskt vid skattning av en populations statistiska parametrar som medelvärde och standardavvikelse. Det påvisas att en konstruktion som föreskriver en minsta tillåten tjocklek på sprutbetong, uttryckt som ett minsta tillåtna medelvärde i en mätsektion, oundvikligen leder till att sprutbetongens medeltjocklek (populationens medelvärde) måste vara betydligt högre än denna minimitjocklek. Med ökat antal prov eller mätningar minskar kraven på den praktiska tjocklek eller mängd sprutbetong som ska appliceras. Det är intressant att notera att den praktiska sprutbetongtjockleken inte

kommer att kunna förändras nämnvärt på formell grund, även om antalet mätsektioner överstiger cirka 10 stycken. Denna slutsats tar dock inte hänsyn till andra faktorer som kan påverka kontrollprogrammet och antalet mätsektioner. Beslutet om kontrollprogrammets omfattning måste fattas på affärsmässiga grunder, där bland annat kostnader för sprutbetong och kontroller vägs in. Andra aspekter som kan inverka är åtgärder för att avgöra om mätdata hör till samma population eller för att verifiera att tjockleksvariationen uppfyller andra typer av platsspecifika kriterier.

Ett gemensamt kriterium uttryckt som ett minsta tillåtna medelvärde kan användas för en systematisk kontroll av den applicerade sprutbetongtjockleken och för att göra anpassningar av den praktiskt utförda sprutbetongtjockleken. Kriteriet definierar dels risknivån för beställaren att acceptera sprutbetong med ej godtagbar kvalitet, dels risknivån för entreprenören att behöva återvända för att applicera ytterligare sprutbetong på ett område med acceptabel kvalitet.

Den tillämpning av Bayesiansk statistik som beskrivs här befinner sig fortfarande i ett utvecklingsskede. Nästa steg i utvecklingen av metodiken bör bli en noggrann test med verkliga mätdata. Då kan man tydligare fastlägga vilka indikatorer inom kontrollprogrammet som är viktiga, till exempel mätfrekvens, antal mätpunkter, utveckling av konfidens med ökad information, etc. Ytterligare studier behövs för att skapa praktiska riktlinjer för hur konceptet ska användas. Kontrollprogrammet bör till exempel innehålla indikatorer som kan användas för att upptäcka systematiska avvikelser hos den aktuella populationen. Sådana indikatorer kan bestå av både visuella observationer och uppföljning av mängd och lokalisering av sprutbetong.

Vid ytterligare utveckling av konceptet kan man söka efter möjligheten att verifiera sannolikheten för brott i det bärande huvudsystemet bergmassa och bergförstärkning, utifrån brottkriterier för de olika lastupptagande elementen.

Det anses också möjligt att tillämpa Bayesiansk statistik för andra typer av kvalitetskontroller som utförs i samband med tunneldrivning. Metodiken kan i princip användas för att följa upp resultat från till exempel förprovning och löpande provning av sprutbetongens hållfasthetsegenskaper, utdragsprov på bultar, kontroll av ventilationssystem och luftkvalitet, etc. I teorin är konceptet generellt och begränsas inte till parametrar eller händelser som kan betraktas som normalfördelade. Men för att klarlägga hur metodiken fungerar för andra typer av fördelningar krävs ytterligare studier och tillhör den framtida utvecklingen.

Referenser

Ang, H. & Tang W., 1975, Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Volume I. John Wiley & Sons Inc. New York.

BERGEROSION I UTSKOVSKANALER

Rock Scour in Spillway Channels

Lena Mören, SwedPower AB
Per-Erik Söder, SwedPower AB
Jonny Sjöberg, SwedPower AB

SAMMANFATTNING

Höga vattenflöden i utskov till vattenkraftsdammar kan orsaka erosion på berg. Erosionen är av typen "blockerosion" där hela bergblock av större eller mindre storlek lösgörs från bergmassan under inverkan av utbildat vattentryck. Blockerosion i en utskovskanal kan orsaka betongskador, ändra strömningen i kanalen och i värsta fall riskera dammbrott. De huvudsakliga faktorerna som styr blockerosionen är bergmassans sprickighet och material, utskovskanalens geometri samt vattnets flöde och ytfluktuation. En bergmassa innehållande sprickgrupper som nära horisontell stupning är särskilt känslig för vattenbelastning. I Luleälven och Indalsälven finns flera stationer där utskovskanalerna utsatts för omfattande erosion, exempelvis Satisjaure, Harsprånget och Midskog. Med hjälp av modellförsök och numeriska beräkningar kunde olika utformningsalternativ för kanalerna undersökas i syfte att minska erosionsrisken. Vid ombyggnation, konstruerades kanalerna med utgångspunkt från dessa resultat och åtgärderna har sedermera visat sig fungera väl även i praktiken.

SUMMARY

High flow in spillway channels of hydropower dams may cause erosion of the rock in the channel. This erosion is of "block erosion" type, in which rock blocks of varying size become detached from the rock mass under the action of developed water pressures. Block erosion in a spillway channel may result in damage of concrete structures, change the flow patterns in the channel, and, in a worst-case scenario, endanger the stability of the dam. The main factors governing block erosion are: (i) the jointing pattern and material properties of the rock mass, (ii) the geometry of the spillway channel, and the flow and surface fluctuations of the water. A rock mass with subhorizontal jointing is particularly susceptible to block erosion from flowing water. In the Luleälven and Indalsälven rivers, there are several hydropower stations for which the spillway channels have been subjected to extensive block erosion exists, e.g., the Satisjaure, Harsprånget, and Midskog stations. Using physical model tests and numerical analysis, several alternative designs of the channels were investigated, with the aim of reducing rock scour. The channels were then re-built based on these results. These remedial measures have later proven to work well when the stations were taken in operation again.

1 INLEDNING

Dagens klimatsituation ser ut att ge ökad mängd nederbörd i Sverige, vilket innebär att de svenska älvarna kommer att utsättas för allt högre vattenflöden. Högre flöden ger större krav på säkerheten i de vattenkraftsdammar som finns längs huvuddelen av Sveriges älvar. Nya riktlinjer för dimensioneringsberäkningar har därför fastställts av Flödeskommittén (1990) för ett högre dimensionerande 10 000-års flöde. Det innebär att de flesta av dagens dammar måste byggas om för att klara högre flöden än tidigare. Detta innebär också att mer vatten måste kunna passera dammarna.

Avbördningen från dammarna sker genom utskov och höga vattenflöden i utskovskanalerna kan orsaka erosion på det berg som kanalerna vanligen består av. Erosionen är av typen "blockerosion" där hela bergblock av större eller mindre storlek lösgörs från bergmassan. I värsta fall kan blockerosionen krypa uppströms och erodera dammkroppen bakifrån, vilket skulle kunna innebära att dammen brister. I många av de större dammarnas utskovskanaler har det redan idag observerats blockerosion vid spill. Spillen har i regel inte varit långvariga men skador av block som flyttats och ändring av kanalens geometri har upptäckts. De nya dimensionerande flödena beräknas kunna pågå i veckor vilket innebär att erosionen då skulle kunna bli betydande.

I denna artikel redovisas resultaten av litteraturstudier, fältstudier, modellförsök och numeriska analyser i syfte att öka kunskapen om (i) mekanismer för bergerosion, (ii) metoder för bedömning av erosionsbenägenhet, samt (iii) åtgärder för att reducera problem orsakade av bergerosion i utskovskanaler.

2 PROBLEMBESKRIVNING

I Sverige finns omkring 1900 vattenkraftverk och till kraftverken hör ca 190 dammar som är högre än 15 m (Johansson et al., 2003). Många av dessa dammar är så kallade fyllnadsdammar, där själva fördämningen består av fyllnadsmaterial som sprängsten, morän, grus, lera etc. Sådana konstruktioner är känsliga för översköljning och brister lätt om stora mängder vatten strömmar över deras krön. Utskov är därför en mycket viktig del i dammkonstruktioner för att kunna leda överflödigt vatten genom fördämningarna. Utskovskanaler är i många fall utsprängda i berg eller ligger direkt i den gamla älvfåran, se Figur 1 a).

Vid spill utsätts utskovskanalerna för stora mängder vatten som forsar med hög hastighet över bergytan. Belastningen från vattnet kan vara tillräcklig för att ge upphov till erosion av bergblock. De eroderade blocken kan vara stora, ofta upp till 20-30 m³, vilket illustreras i Figur 1 b).



Figur 1 Utskov och bergerosion: a) utskovsdel och damm vid Porjus kraftstation, b) eroderat block nedströms Harsprångets utskov.

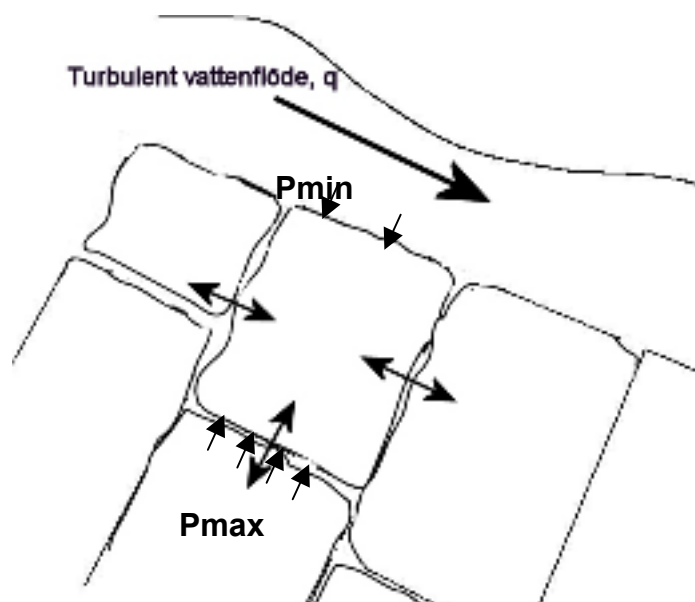
Spillway and block erosion: a) spillway and dam at the Porjus hydro-power plant, b) eroded block in the spillway of the Harsprånget hydro-power plant.

Bergerosion i en utskovskanal kan orsaka:

- Förändring av vattnets strömning i kanalen om erosionen är omfattande eller om eroderade block hamnar på olämpliga ställen.
- Underminering av ledmurar om berget som murarna står på eroderar.

- Dammbrott vid bakåtgående erosion mot dammdelar.
- Förskjutning av utskovet vid bakåtgående erosion och om berget under/vid skiborden eroderar.

Brott i bergmassan av vattenbelastning kan ske på olika sätt. Om det finns lager av hållfast berg ovanpå svagare lager kan det ske urspolning av de svagare lagren varpå även det mer hållfasta lagret brister. Blockerosion kan även uppkomma av tryckvariationer vid botten. Trycket varierar på grund av en fluktuerande vattenyta och turbulens i vatten. När trycket sprids i sprickorna skapas tryckskillnad mellan övre och undre delarna av blocken, se Figur 2. Tryckskillnaden kan bli tiotals kPa och ger upphov till lyftkrafter.



Figur 2 Turbulent vatten ger upphov till fluktuerande tryck i sprickor som skapar både spänningar och lyftkrafter.

Turbulent water flow causing fluctuating pressure in joints thus enabling blocks to detach.

Den lyftkraft som krävs för att flytta ett block bestäms av bergets densitet, storleken på blocket, hur vida sprickorna är och hur sprickytorna ser ut. Täta sprickor kräver mer kraft för att blocket ska flyttas (Bollaert, 2004). Stupar sprickorna nedströms kan överstjälpning bidra till att blocken lättare bryts loss. En bergmassa innehållande sprickgrupper som har liten, nära horisontell, stupning är särskilt känslig för vattenbelastning. Blockerosion skapad av tryckvariationer är det troliga i utskovskanaler eftersom vattenflödet i en utskovskanal i regel är mycket turbulent och dess vattenyta fluktuerar stort, ofta flera meter.

3 PRAKTIKFALL

3.1 Inledning

I Luleälven och Indalsälven finns ett flertal stationer vars utskovskanaler har utsatts för erosion, även vid måttliga flöden. Några exempel på detta är Satisjaure, Harsprånget och Midskog. Som en del av de dammsäkerhetshöjande åtgärder som utförts vid dessa kanaler har även ombyggnad av utskovskanalerna skett. För dessa tre kraftstationer genomfördes mer omfattande utredningar av erosionsrisken i utskovskanalerna före ombyggnad. Med hjälp av modellförsök och numeriska beräkningar kunde olika utformningsalternativ för att minska erosionsrisken undersökas. Kanalerna konstruerades sedan med utgångspunkt från dessa resultat. Nedan redovisas en sammanställning av resultaten och exempel på bergerosion samt åtgärder för dessa tre stationer.

3.2 Platsbeskrivningar

Midskogs kraftstation är belägen i Indalsälven och byggdes på 1940-talet. Avbördningen sker genom fem utskov varav ett är ett bottenutskov. År 1997 uppstod mycket höga flöden och omfattande erosion uppkom i kanalen, se Figur 3 a). Avbördningen genom utskoven fick begränsas genom driftrestriktioner för att inte fortsatta allvarliga skador skulle uppkomma på dammkroppen och i kanalen. Bergmassan i kanalen är uppsprucken i stora block där några subhorisontella, delvis sandfyllda, sprickor går in under dammen. Berget är som mest uppsprucket precis nedströms utskoven.

Högt upp i Stora Luleälven ligger Satisjaure kraftstation som har Sveriges femte största vattenmagasin. Avbördningen sker genom ett utskov och kanalen har vertikala kanter utsprängd i berg av kvartsit. En krosszon går genom kanalen vilket gör att berget ställvis är sockerbitsblockigt, se Figur 3 b).

Harsprångets kraftstation ligger i Stora Luleälv 3 mil norr om Jokkmokk och är en av världens största vattenkraftstationer. Utskovskanalen är bred och flack. Botten och stranden utgörs av berghällar i granit som i huvudsak är uppsprucken i bankningsplan, se Figur 3 c). Kanalens flackhet och bergytans utseende ger stora ytfluktuationer, vågor, vid spill. Avbördningen sker genom 3 st utskov.

I Tabell 1 visas en sammanställning av de för bergerosion påverkande förhållandena vid de tre vattenkraftstationerna.



Figur 3 Bergförhållanden vid de olika studerade anläggningarna: a) eroderade block nedströms utskoven i Midskog, b) vänster vägg i utskovskanalen i Satisjaure, c) nedströms utskoven i Harsprånget.

Rock conditions at the three studied sites: a) eroded block in the spillway channel at the Midskog hydropower plant, b) the left wall of the spillway channel in Satisjaure, c) downstream the spillway at Harsprånget.

Tabell 1. Erosionspåverkande faktorer för de tre kraftstationerna.

Station	Antal utskov	Maximalt flöde [m^3/s]	Typisk blockstorlek [m]	Riskhöjande faktorer
Midskog	4	2375	2x5x8 0.3x0.5x0.5	Två sprickområden
Satisjaure	1	800	0.2x0.1x0.4	Krosszoner
Harsprånget	3	2050	0.7x3x2	Flack kanal med bankningsplan

3.3 Inventering

Erosionsbenägenheten hos en bergmassa går inte att mäta exakt men kan uppskattas genom både empiriska metoder och metoder som baseras på teoretiska, fysikaliska samband (Mörén, 2005). För att bedöma erosionsrisken i kanalerna i Midskog, Satisjaure och Harsprånget samt för att kunna bestämma eventuella driftrestriktioner för avbördningen användes en semiempirisk metod som kallas Erosionsindexmetoden (Annandale, 1995). Metoden tar hänsyn till både underlagets egenskaper och vattnets kraft och innebär att en jämförelse görs mellan vattnets erosionskraft i kanalen och bergmassans motståndskraft. För att uppskatta bergmassans motståndskraft används ett erosionsindex, K_h , vars värde representerar ett mått på materialets motståndskraft mot erosion. Indexet baseras på en modifiering av Bartons Q -klassificeringssystem. Vattnets erosionskraft uppskattas genom att beräkna energiförlusterna i vattnet och multiplicera dessa med flödet och vattnets tunghet. Förhållandet mellan erosionsindex och den effekt på vattnet som krävs för att erosion ska inträffa kallas erosionsgräns och har bestämts empiriskt (Annandale, 1995), se Figur 4.

Erosionsindex har beräknats för bergmassan i alla tre kanalerna. Bergmassan delades upp i områden med liknande egenskaper som gavs index. Vattnets effekt i kanalerna beräknades för maximala flödet i Satisjaure, $800 \text{ m}^3/\text{s}$. För Harsprånget användes ett flöde ($1421 \text{ m}^3/\text{s}$) som vid provspill orsakat dokumenterad erosion (Mörén, 2005). För Midskog användes flödet $400 \text{ m}^3/\text{s}$ vilket orsakade erosion år 1997. En sammanställning av resultatet ses i Figur 4. Med hjälp av erosionsindex konstaterades att det var erosionsrisk i alla tre kanalerna även vid måttliga flöden.

3.4 Modellförsök

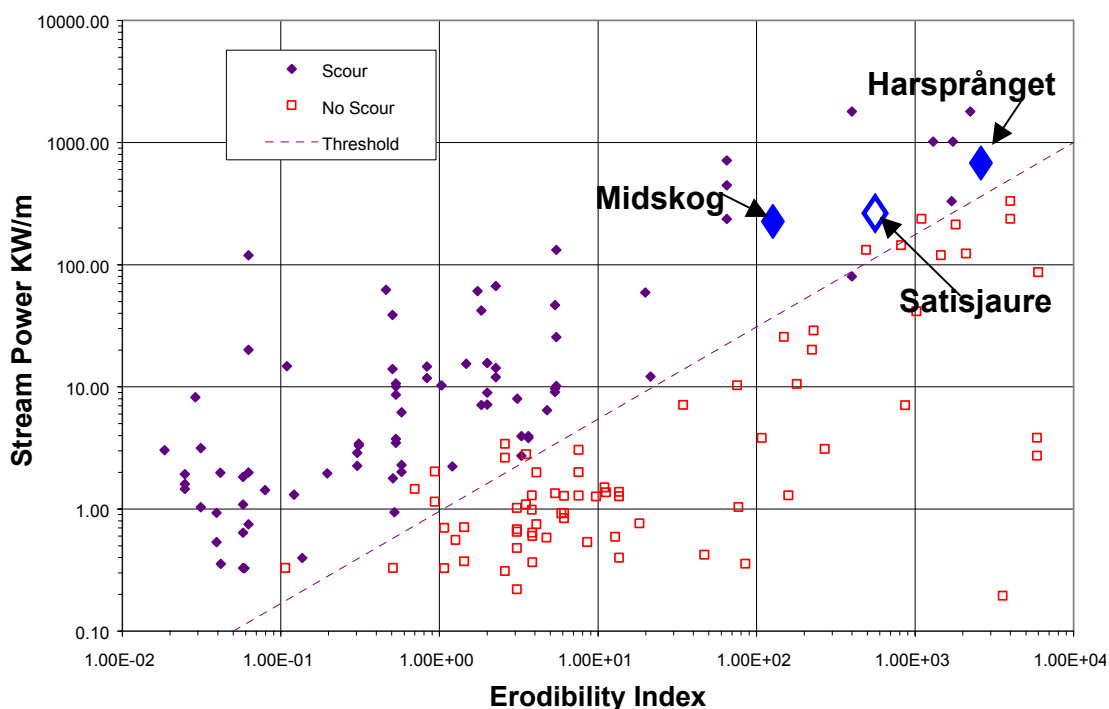
Beräkningar med strömmande vatten och komplexa geometrier är komplicerade varför olika åtgärders effekter för att minska erosionen i en kanal kan vara svåra att förutse. Därför användes modellförsök för att utreda lämpliga åtgärder i kanalerna. I ett modellförsök byggs kanalerna upp i skala 1:50, vilket är den minsta storlek som kan utformas utan att strömningsförhållandena förändras. Resultaten av olika utformningsalternativ kan undersökas både visuellt och genom att mäta flödesriktningar, vattennivåer, vattenhastigheter och tryckamplituder vid botten samt våghöjder i modellen. De uppmätta

värdena räknas sedan om till full skala och kan därmed påvisa de verkliga påfrestningarna på berget ett visst flöde medför.

De åtgärder som kan utföras för att minska erosionsrisken i en kanal är dels bergförstärkande åtgärder och dels energiomvandlande åtgärder där energin i vattnet förbrukas på angjorda ställen. Några exempel på energiomvandlande åtgärder är:

- Energiomvandlargrop
- Utsprängda trappsteg i kanalbotten
- Ledmurar

I modellförsöken av Midskogs utskovskanal, se Figur 5, prövades olika utformningar på utskovspartiet för att minska vattenhastigheten och bergbelastningen (Billstein m fl, 2003). I den utformning som fungerade bäst lyftes vattenstrålen över bergsslänten ner i en grop för energiomvandling. Olika storlekar på gropen undersöktes och genom numerisk analys kunde lämplig storlek fastställas, se avsnitt 3.5.



Figur 4 Erosionsgräns (enligt Annandale, 1995) med de tre undersökta kanalerna markerade. I Harsprånget och Midskog (fyllda markeringar) har effekten i vattnet beräknats för flöden där erosion dokumenterats.

Graphical presentation of erosion limit (according to Annandale, 1995) with the three investigated channels marked. For the Harsprånget and Midskog channels (filled markers), calculations of stream power were made for flow cases, which caused rock scour.



Figur 5 Modellförsök av Midskogs kanal.
Physical model test of the Midskog spillway channel.

I modellen över Harsprånget undersöktes hur strömningen i kanalen skulle kunna förbättras. Den stora erosionsbenägenheten orsakades av ett mycket oroligt/turbulent vatten tillsammans med väldigt skivigt berg. I modellförsöken mättes våghöjder som sedan jämfördes med bankningsplanens tjocklek i kanalen. Trycket i sprickorna antogs höjas med lika många meter vattenpelare som vattenytan fluktuerade. Kanalen konstruerades sedan så att våghöjderna begränsades, vilket medför att de lyftkrafter som bildas inte borde vara tillräckliga för att erodera berget.

I Satsjaure var kanalen underdimensionerad och behövde utvidgas för att kunna ta emot tillräckliga mängder vatten. Eftersom berget är småblockigt provades lämpliga utformningar på energiomvandlare i modellförsöken.

3.5 Beräkningar

Numeriska beräkningar utfördes på kanalen i Midskog parallellt med modellförsöken. Datorprogrammet som användes för de numeriska analyserna var *UDEC* (Itasca, 2004). I den numeriska studien undersöktes utskovskanalen i tre olika utformningar (Billstein m fl, 2003).

1. Orginalutformning, d v s som det var på 1940-talet.
2. 1997 års förhållande efter de höga flödena med erosion.
3. Den konstruktion som i modellförsöken visat sig bäst.

De numeriska analyserna utfördes på profiler av kanalen som innehöll bergmassans struktur. Denna hade bestämts tidigare genom kartering av kanalområdet. Indata till de

dynamiska beräkningarna utgjordes av de vattentryck och vattenhastigheter som uppmätts i modellförsöken. De numeriska beräkningarna av 1997 års förhållande visade på god överensstämmelse med observerad erosion. De numeriska beräkningarna kunde även visa att de föreslagna åtgärderna skulle minska risken för fortsatt erosion samt att inga driftrestriktioner avseende spill behövdes. Genom beräkningarna kunde även den energiomvandlargrop som byggdes minimeras (Billstein m fl, 2003).

Numerisk analys av en kanal är ett noggrant men relativt tidskrävande alternativ när erosionsrisken skall utredas. För vissa fall, t ex Harsprångets kanal, då ingen stor optimering krävs av utformningsalternativen kan det vara bättre att undersöka erosionsrisk med överslagsräkning och överdriva dimensioneringen av kanalen istället. För de fall då bergkvaliteten är så dålig att åtgärderna ändå måste bli omfattande kan andra alternativ än numerisk analys vara lämpliga att använda. I Satisjaure baserades utformningen av en energiomvandlargrop på det som gjorts i Midskog istället, med viss skalning med avseende på blockighet och flöden vid bestämning av gropens storlek.

3.6 Åtgärder – så här gjorde man

I Midskogs kanal var det sprucket och dåligt berg precis nedströms utskoven. För att undvika ytterligare erosion byggdes strållyftare på skiborden, som lyfter vattnet över det dåliga partiet berg. Vattnet från strållyftarna landar sedan i en energiomvandlargrop som är nedsprängd i kanalbotten, se Figur 6. Efter ombyggnationen utfördes ett provspill där utformningen testades. Den valda konstruktionen visade sig fungera mycket bra och ingen större erosion kunde upptäckas vid provspillet.

Bergmassan i Satisjaure är mycket uppsprucken varför både energiomvandlande och förstärkande åtgärder vidtagits. Kanalen har sprängts djupare och väggarna har försetts med sprutbetong. En strållyftare har uppförts vid skibordet och en energiomvandlargrop har sprängts i kanalen vars botten har förstärkts med en fastgjuten betongplatta. Provspill har utförts i den nya utformningen av kanalen varvid ingen erosion observerades.

I Harsprånget förbättrades kanalen genom att sprängas djupare och genom att förstärka berget närmast utskoven med betong och bultar, se Figur 7.

4 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

En verifiering av sambandet mellan bergerosion och effekt i vattnet har kunnat göras i tre olika utskovskanaler baserat på bergkarteringar och klassificering av bergmassan med Erosionsindex. Erosionsindex-metoden har även använts för att under de höga flödena i Midskog 1997 bestämma driftrestriktioner för spill för att undvika erosion. Denna metod är ett relativt enkelt sätt att grovt bedöma erosionsrisken i en kanal. Under 2006 planeras ytterligare fältstudier av flera kanaler för att verifiera metodens tillämpbarhet för svenska förhållanden.

För de fall då risken för bergerosion bedöms som stor kan ombyggnationer av utskovskanaler bli aktuella. Numeriska beräkningar kan nyttjas för att bedöma resultaten av olika utformningsalternativ, med avseende på bergpåkänningar av vattenbelastning. Inverkan av flera olika alternativ kan studeras relativt enkelt. För att dessa analyser skall vara representativa krävs bra information om förhållandena (vatten- och bergparametrar) i kanalen. Framförallt flödesparametrar kan bestämmas via fysiska modellförsök. Detta sätt att kombinera beräkningar och bergmekaniska bedömningar med fysiska modeller har lyckosamt utförts på dessa tre anläggningar och bedöms vara en framkomlig väg för att optimera en utskovskanal med avseende på krävd avbördningskapacitet och minimering av erosionsrisken.

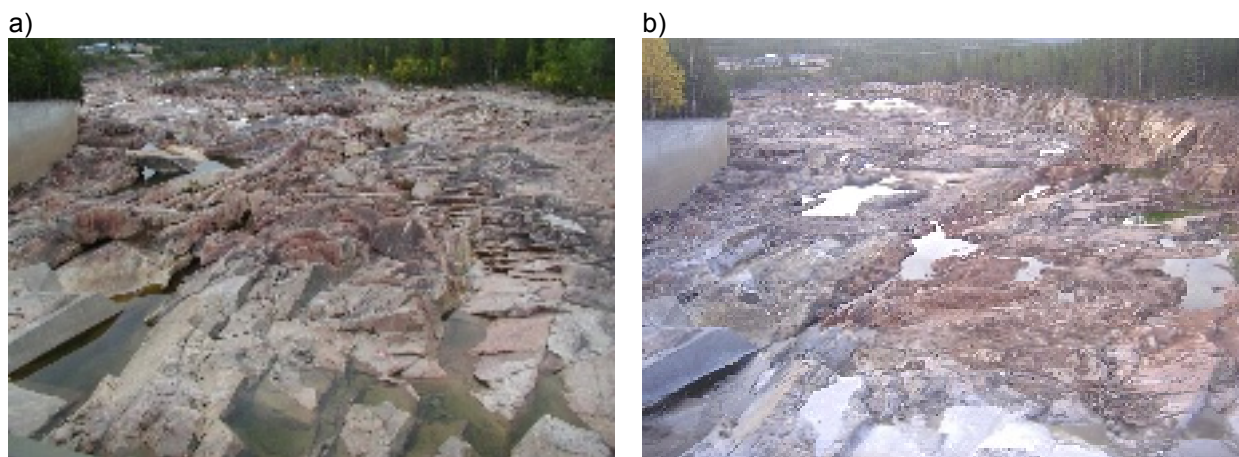
Liknande arbeten pågår för närvarande med utskovskanalen i Ligga. Denna kraftstation ligger nedströms Harsprånget och dess utskovskanal har en hög erosionsrisk. Damsäkerhetshöjande åtgärder ska utföras och ombyggnad av kanalen kan ske i samma skede. Utskovskanalen kan dock inte utformas på vilket sätt som helst p g a begränsningar i omgivningen. En optimering av kanalens utformning utförs enligt samma metodik som för Midskog.

ANSLAGSGIVARE OCH TACK

Arbetet som presenteras i denna artikel har finansierats av Vattenfall AB, Vattenkraft. Ett tack riktas till alla involverade projektsponsorer samt till Leif Ask för tillåtelse att presentera arbetet i artikelform.



Figur 6 Energiomvandlargrop och strålllyftare i Midskogs utskovskanal.
Plunge pool and ski jumps in the Midskog spillway channel.



Figur 7 Harsprångets kanal: a) ursprungligt skick, b) efter utförda åtgärder.

The Harsprånget channel: a) initial conditions, b) after remedial measures.

REFERENSER

Annandale, G. W. (1995). Erodibility. *Journal of Hydraulic Research*. **33**, sid 471-494.

Billstein, M., Carlsson, A., Johansson, N., Söder, P. E. (2003). Midskog gets Physical...and Numerical. *International Water Power & Dam Construction*, **55**, sid 22-26.

Bollaert, E. (2004). A Comprehensive Model to Evaluate Scour Formation in Plunge Pools. *The International Journal of Hydropower & Dams*, **11**, sid 94-101.

Flödeskommitén (1990). *Riktlinjer för bestämning av dimensionerade flöden för dammanläggningar*. Statens Vattenkraftverk, Svenska Kraftverksföreningen, Sveriges Meteorologiska och Hydrologiska Institut, Stockholm.

Itasca (2004). *UDEC. Version 3.1. Manual*. Minneapolis: ICG.

Johansson, S., Mill, O., Fridofsson, T., Hammar, L. (2003). *Kompetensförsörjning inom älv- och dammsäkerhet– En behovsstudie av högskoleutbildning och forskning*. Rapport 03:28, websida: Värmeforsk
http://www.svk.se/upload/3556/Kompetensforsorjning_alv_och_dammsakerhet.pdf
 (2004-11-04)

Mörén, L. (2005). *Bergerosion i utskovskanaler*. Uppsala Universitet, Institutionen för geovetenskaper, Uppsala.

GRUNDVATTENHANTERING VID BYGGANDET AV CITYTUNNELN I MALMÖ

Groundwater management for the construction of Malmö Citytunnel

Johan Brantmark, Citytunnelprojektet

Gösta Ericson, Citytunnelprojektet

Jan Hartlén, Citytunnelprojektet

SAMMANFATTNING

Citytunneln i Malmö skall genomföras i en kalkstensformation som i sina övre delar är mycket starkt vattenförande. För byggandet krävs grundvattensänkning i kombination med åtgärder för begränsning av vatteninflöden längs delar av sträckningen.

I förekommande fall har ridåinjektering visat sig avsedd effekt. Där injektering har utförts har de konstaterade vattenflödena stämt relativt väl överens med beräkningarna. Skillnaden mellan teoretiska och faktiska flöden är större i områden där injekteringsridå inte utförts. Detta bedöms främst bero på förekomst av stora diskreta sprickor, som är svåra att hitta i förundersökningar, men som effektivt tätas vid ridåinjektering. I artikeln konstateras också det stora värdet av långa hydrogeologiska mätserier för att kunna verifiera anläggningsarbetenas faktiska påverkan på grundvattensituationen, speciellt med de detaljerade miljömässiga restriktioner som gäller för Citytunnelprojektet.

SUMMARY

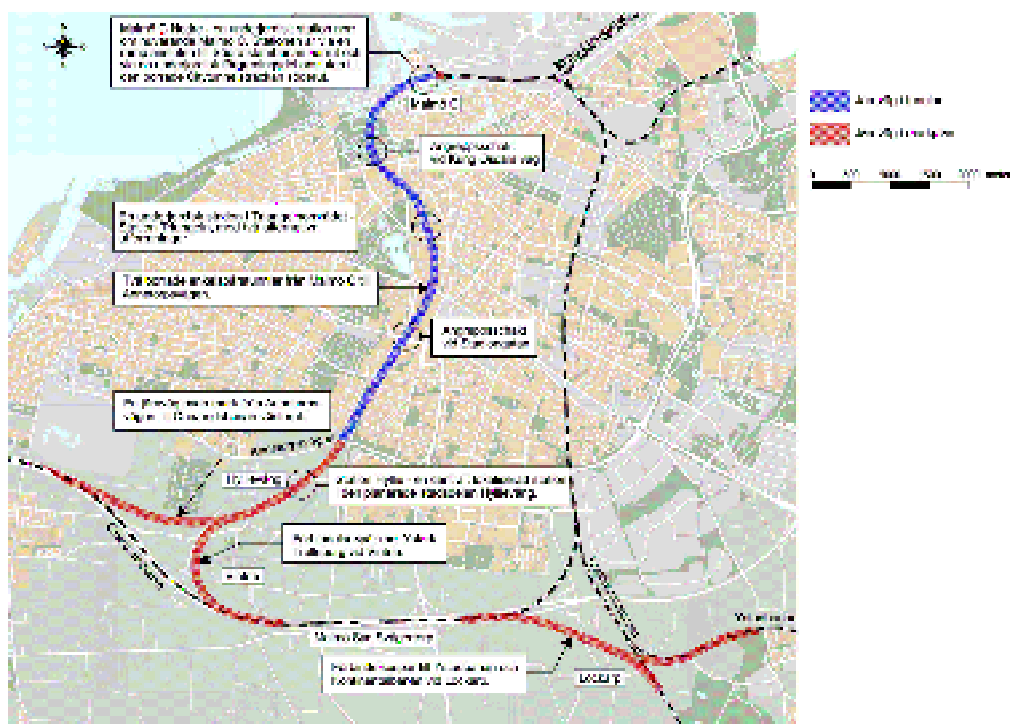
The Citytunnel in Malmö is located in a highly water-bearing limestone. For the construction, dewatering in combination with methods for reduction of inflowing groundwater is required along parts of the alignment. Curtain grouting has been planned for, and successfully implemented, to reduce the water flow. It is concluded that the predicted water flows are in reasonable agreement with the measured wherever grouting is used. The difference is greater at sites where grouting is not used. This is believed to be due to the existence of few discrete large fractures in the rock mass that are difficult to detect in site investigations, but are effectively sealed by grouting. The great value of long series of hydro-geological measurement, particularly in a project with detailed environmental restrictions like the Malmö City Tunnel, is also concluded in the article.

1. Vad är Citytunneln i Malmö?

Järnvägssystemets otillräckliga kapacitet i Malmöregionen har accentuerats sedan Öresundsbron öppnats och riksdagen beslutade därför 1997 att en utbyggnad av järnvägssystemet med en tunnel under den centrala delen av Malmö skulle genomföras. Banverket ansvarar för genomförandet av Citytunnelprojektet i Malmö.

Projektet omfattar ca 17 km järnväg delvis i tunnel under centrala Malmö, från Malmö C till Öresundsbanan med anslutning såväl västerut mot Öresundsbron som österut mot Ystad och Trelleborg, och vissa järnvägsspår mellan Öresundsbanan och Kontinentalbanan vid Lockarp.

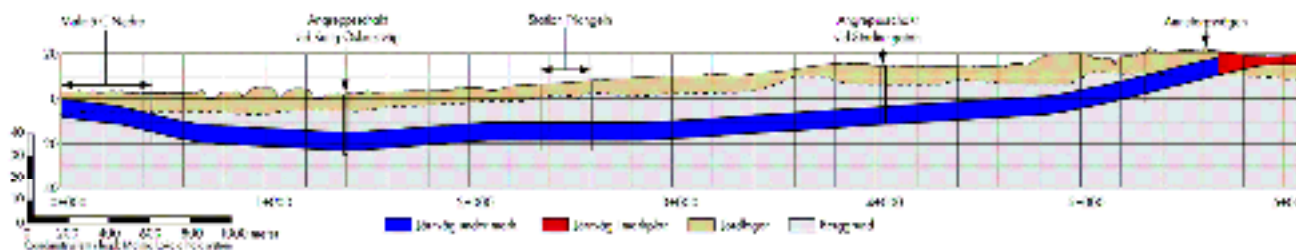
Projektet innefattar också en ny underjordisk stationsdel –Malmö C Nedre - vid Malmö C, en underjordisk station vid Triangeln och en station vid Hyllie.



Figur 1 Citytunnelprojektets omfattning

De två tunnelrören, som kommer att drivas med EPB TBM-teknik, är vardera ca 5 km långa och har ca 9 m borrar diameter. De förbinds med 13 stycken tvärtunnlar, som ska användas för tekniska installationer. De kommer också att fungera som utrymningsvägar och för att underlätta räddningsinsatser. Två nedgångar för räddningsinsatser, s.k. angreppsschakt, anläggs också.

Tunneldelarna är dimensionerade för 450 tåg per dygn. Godstrafik ska inte trafikera tunneldelarna reguljärt. Söder om station Hyllie går 150 tåg per dygn västerut mot Öresundsbanan.



Figur 2 Principsektion längs Citytunnelprojektets underjordsdelar

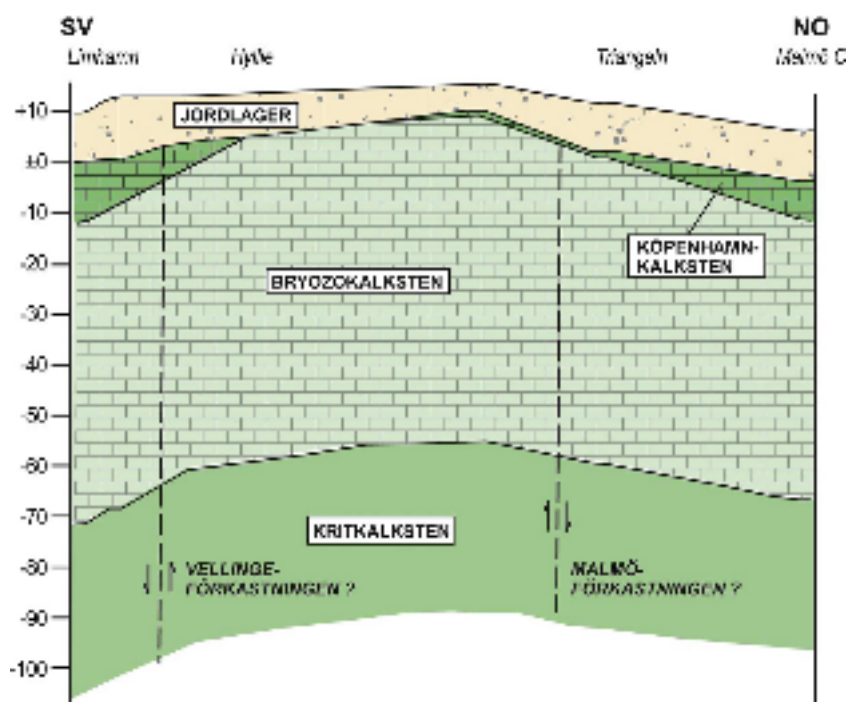
Kontrakt för de tre största anläggningsentreprenaderna tecknades i december 2004 och arbetena påbörjades våren 2005. Citytunneln skall tas i drift under 2011.

2. Geologi

Malmöregionen ligger inom den s k Dansk-Polska Sänkan, en depression i urberget, som är utfylld med sedimentära berglager. I regionen är de sedimentära berglagren cirka 2000 m mäktiga och består överst av kalkberg tillhörande början av den tertiära tidsepoken. Dessa kalkstenar bildades i ett varmt och grunt hav för cirka 65 miljoner år sedan och består till övervägande del av fragment från korallbildande mikroorganismer. Kalkberget, som är 60-80 m mäktigt, har till följd av växlande bildningsbetingelser starkt varierande hårdhetsgrad. De hårdaste dellagren består av flinta. Utsträckta upp till metermäktiga bankar av flinta förekommer främst i de övre kalkstenslagren (Köpenhamnkalksten), medan förekomsten i den tertiära kalkstenen (Bryozokalksten) inskränker sig till glesa tunnare skikt.

De lösaste dellagren består oftast av mörgel (lera blandad med kalkslam). Kalkberget är framför allt i sina övre metrar genomsett av sprickor orsakade av inlandsisens påverkan. I regionen finns ett flertal förkastningar. Två av dessa (Vellinge- och Malmöförkastningarna) kan med vertikala spricksystem lokalt påverka förutsättningarna för schaktning och tunnelborrning i kalkberget, se figur 3.

En svag antiklinal, sträcker sig in över Malmö i sydväst - nordostlig riktning. Toppen på denna når nivån cirka +15 m i centrala delen av Malmö. I antiklinalens flanker i norr och söder, där bergnivån ligger på nivån cirka -5 m, är risken som störst att vertikala sprickor förekommer i berget.



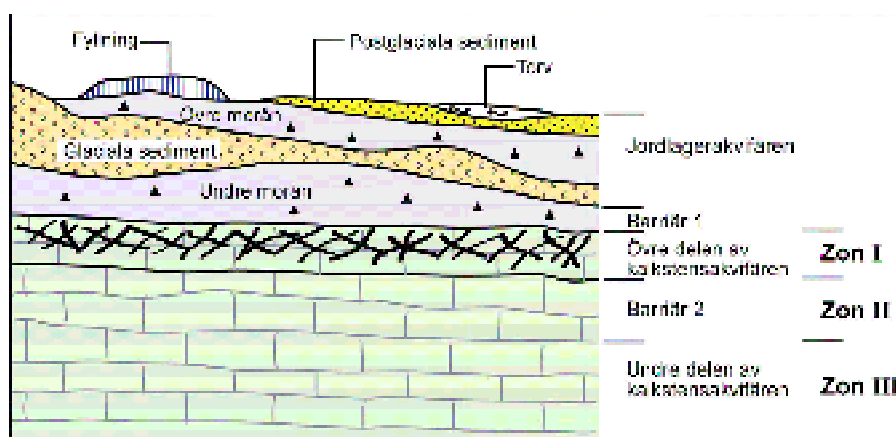
Figur 3 De övre kalkstensformationerna längs tunnellen

Jordlagren domineras av ett 5-15 m mäktigt täcke av morän, övervägande lermorän. Moränytan är generellt sett jämn och följer i stort den underliggande bergtopografin. I södra delen av Malmö finns vanligen två lermoräner, vilka mellanlagras av silt och sand. Dessa sediment är oftast 1-2m mäktiga.

3. Grundvattenförhållanden

3.1. Akvifärer

Längs med Citytunnelns sträckning kan upp till tre grundvattenförande lagerenheter urskiljas generellt. Den översta av dessa påträffas i jordlagren och därunder förekommer vattenförande lagerenheter i kalkberget. De vattenförande lagren mellanlagras vanligtvis av mera täta enheter/barriärer. I de övre jordlagren förekommer normalt en öppen akvifär - jordlagerakvifären. De undre delarna av jordlagren (undre lermorän) utgör en barriär. Det underliggande kalkberget inom Malmöområdet betraktas vanligtvis som en slutna akvifär. Vid närmare betraktande kan emellertid akvifären i kalkberget indelas i flera slutna enheter. Inom Citytunnelprojektet används följande övergripande indelning och definitioner, se figur 4.



Figur 4 Akvifärer längs tunnelinjen

Denna konceptuella modell bygger på data från geologiska och hydrogeologiska förundersökningar och inkluderade resultat från provpumpningar, kapacitetstester, flow-logs, blåskapacitet och MWD.

Den övre delen av kalkbergsakvifären (zon I) omfattar de översta 4 – 8 m av kalkstenen, vilken vanligen är kraftigt uppsprucken och mycket starkt vattenförande. Den djupare belägna delen av kalkbergsakvifären (zon III) omfattar porösa och uppspruckna delar av Bryozokalkstenen. Mellan de övre och undre delarna av kalkbergsakvifären förekommer en barriär, som utgörs av tätare kalksten (zon II). I denna barriär kan emellertid lokalt även förekomma områden med ställvis goda grundvattenförande egenskaper i form av sprickzoner eller mer vattenförande zoner.

Konduktivitetens värdena vid horisontell strömning i kalkstenen är av följande storleksordning:

Zon I	$10^{-2} - 10^{-4} \text{ m/s}$
Zon II	$10^{-5} - 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
Zon III	$5 \times 10^{-3} - 10^{-4} \text{ m/s}$

Konduktiviteten vid vertikal strömning är normalt av storleksordningen en tiondel av värdet för horisontell strömning.

3.2. Grundvattennivåer

Inom större delen av Malmö ligger grundvattennivån i jordlagren 1 - 3 m under markytan med säsongsvariationer på +/- 1 m. Grundvattennivån i jordlagren ligger vanligen strax över trycknivån i kalkberget.

Grundvattnets trycknivå varierar från ca + 16 vid Södra Rampen till ca +/- 0 vid Malmö C. Trycknivån i närheten av Malmöhus har dock uppmätts till mellan -1 och -2. Denna

trycksänkning beror på att ledningar för spill- och dagvatten dränerar akvifären. Ett antal energianläggningar, som pumpar och återför grundvatten, förekommer längs tunnelsträckningen. När de är i drift påverkar de trycknivån i kalkstensakvifären.

3.3. Grundvattnets kvalitet

Grundvattnet kännetecknas av att vara neutralt eller svagt basiskt (pH 7,4-8,0) med höga HCO_3^- -halter. Det är genomgående hårt (°dH 17-27). Förhållandevis höga halter av ammoniumkväve i kombination med höga järnhalter och lägre nitrathalter indikerar att syrefria förhållanden råder i kalkbergsakvifären. Detta medför att vattnet, som ska återinfiltreras måste hanteras i ett helt slutet system för att förhindra syresättning och utfällning av järn.

Grundvattnets salthalt varierar längs tunnelsträckningen. I söder utgörs grundvattnet av sötatten med kloridhalt under 400 mg/l. Salthalten ökar successivt mot norr och uppgår vid Malmö C till mellan 7 000 och 10 000 mg/l.

Grundvattnets kvalitet är, som framgår ovan, sådan att det inte utgör någon dricksvattenresurs.

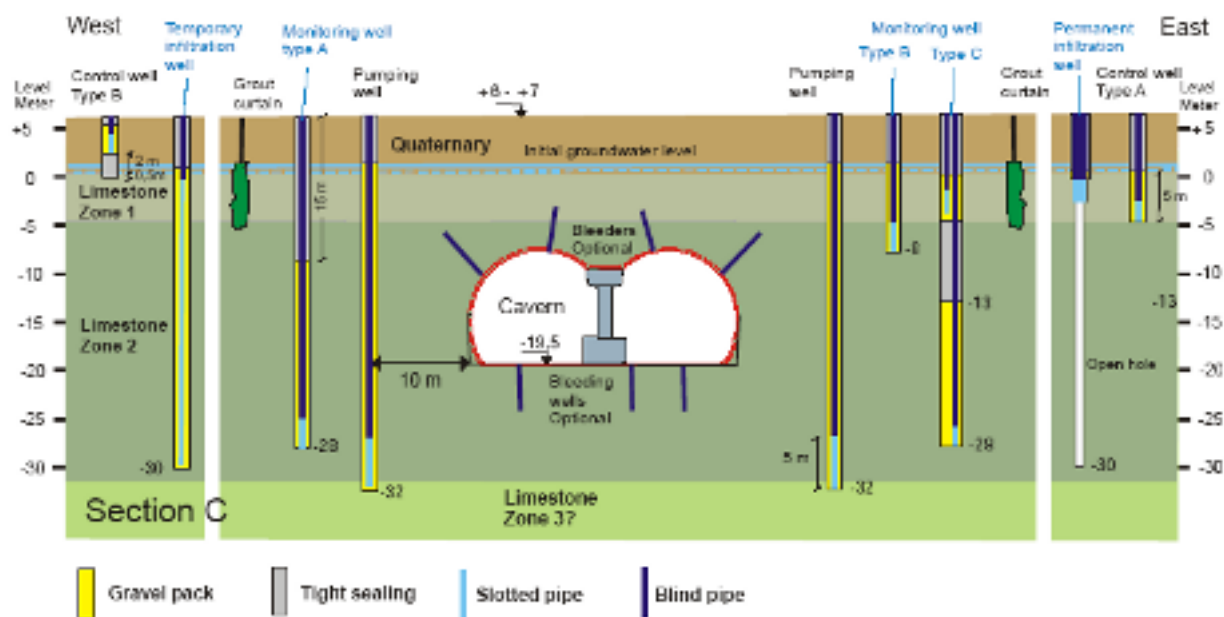
4. Principer för grundvattenhanteringen

Arbetena kan inte utföras om inte grundvattennivån under byggtiden sänks längs delar av sträckningen. Avsänkning fordras framför allt under byggskedet i samband med byggandet av stationerna vid Malmö C, Triangeln och angreppsschakten samt i södra delen där järnvägen läggs i betongtunnlar eller öppen skärning. Även vid några tvärtunnlar kan grundvattensänkning bli aktuell. Som mest kommer det samlade grundvattenuttaget under byggtiden att uppgå till ca 2500 m³/h.

Permanent avsänkning krävs dessutom för delarna vid Hyllie-Vintrie och Lockarp där järnvägen ligger i skärning.

Grundvattenhanteringen utgör vattenverksamhet och har prövats av Miljödomstolen enligt 11 kap miljöbalken. Påverkan på grundvattenförhållandena är i miljödomen begränsade till ett antal s.k. praktiska influensområden, där förändring av grundvattenståndet tillåts. Vidare innehåller miljödomen krav på maximala mängder uppumpat grundvatten, en generell målsättning att ca 80 % av det uppumpade grundvattnet skall återföras till akvifären samt angivelse av markområden där återinfiltrationsbrunnar får placeras.

Begränsningen av avsänkingsområdet åstadkoms genom en kombination av återinfiltration av grundvatten utanför arbetsområdena, injekteringsridåer i kalkberget på platser där detta är alltför genomsläppligt för vatten samt, vid Malmö C även med hjälp av slitsmurar runt delar av byggroten. Åtgärderna inriktas i första hand mot att begränsa tillflödet från kalkbergets zon I som beräkningsmässigt står för ca 80 % av den totala vattenmängden.



Figur 5 Principsektion av grundvattenhantering vid station Triangeln

Figur 5 visar principen för grundvattenhanteringen vid station Triangeln. Vid Malmö C ser systemet ut på likartat sätt. Vid rampen i Holma genomförs däremot grundvattensänkningen utan att någon injekteringsridå i zon I utförs.

En viktig förutsättning är att jordlagren i Malmö är strakt överkonsoliderade, varför grundvattensänkningen inom influensområdet inte beräknas orsaka skadliga sättningar. Viss påverkan kan dock ske på vattentäkter (och övriga vattenföretag), växtlighet och ytvatten. Det finns därför ett omfattande kontrollprogram med koppling till skyddsåtgärder.

Den viktigaste skyddsåtgärden utgörs av återinfiltrationen, men även andra åtgärder såsom bevattning och gödning av särskilt utsatt vegetation ingår.

Prognoserna för grundvattenmängd, påverkansområdets storlek och placering av infiltrationsbrunnar har upprättats med numeriska modellsimuleringar i en tredimensionell grundvattenmodell som upprättats med modellverktyget MIKE SHE. Modellen bygger på den konceptuella geohydrologiska modell som beskrivits ovan.

Analytiska beräkningar i en tvådimensionell modell har också genomförts parallellt med den numeriska analysen.

4.1. Grundvattensänkning och återinfiltration

Grundvattnet avsänks med uttagsbrunnar i de berörda arbetsområdenas periferi. I vissa fall kompletteras med temporära brunnar inom blivande schakter för att påskynda avsänkningen.

Två principiellt olika brunnstyper används för grundvattenuttaget, den ”svenska” och den ”danska” brunnstypen.

Den ”svenska” brunnstypen borrar med foderrör, diameter 170-200 mm, till sådant djup att ett stabilt borrhål erhålls och därunder med DTH-borring med diameter 140-165 mm. Foderröret är slitsat i kalkstenens övre del.

Vid den ”danska” brunnstypen borrar överst med rotationsborring med foderrör, diameter 276 mm, och därunder med DTH-borring, diameter 203-225 mm. Brunnarna utförs sedan med 10” slitsrör som omges med ett grusfilter. Filtret avslutas med en tätning av bentonit.

Borring för återinfiltrationsbrunnarna sker i princip lika som uttagsbrunnarna, men med 200-300 mm diameter, och de placeras på 100-400 meters avstånd avsänkingsområdet. Vid mindre avstånd kommer vattnet i princip endast att pumpas runt. Övergången mellan rör och öppet hål tätas så att vatten inte kan läcka upp längs rörväggen. För kontroll av tätning provtrycks infiltrationsbrunnarna med 1,0 –1,5 bar.

4.2. Injektering

Ridåinjektering har genomförts med cementbaserade injekteringsmedel och både ”end of casing (EOC)” och ”tube-a-manchette (TAM)” teknik har använts. Målet med injekteringen har varit att täta sprickor med sprickvidd > 1 mm så att den horisontella konduktiviteten i kalkbergets hydrauliska zon I begränsas till ca 5×10^{-6} m/s. Av detta skäl har finmald injekteringscement inte använts. På grund av att mycket grova öppna strukturer har konstaterats i kalkberget har däremot en relativt omfattande inledande gravitationsinjektering eller lågtrycksinjektering med fabriksblandade styva bruk (vct 0,5-0,6) visat sig vara ändamålsenlig. Sådan förinjektering har också med framgång använts som förinjektering vid slitsmursarbeten i de fall grova sprickor lett till besvärande stora förluster av bentonitsuspension.

5. Erfarenheter

Nedan ges i sammandrag de erfarenheter som hittills gjorts under det första halvåret av grundvattenverksamheten;

Geologin är komplex vilket har stor betydelse för grundvattenssimuleringarna. Det har visat sig vara svårt att teoretiskt korrekt uppskatta erforderliga grundvattenuttag, även i de fall ett mycket detaljerat underlag för den hydrogeologiska modellen föreligger. De teoretiska simuleringarna av vattenmängder verkar visa relativt rätt på ett övergripande plan medan de lokala prognoserna har visat betydande avvikelser från verkliga mängder.

Influensområdenas utbredning förefaller däremot stämma bättre överens med beräkningarna. Problemet här gäller mer hur ett kontrollprogram för en sprickakvifär skall utformas för att anpassas till de teoretiska bedömningarna. Stora avvikelser mellan närliggande brunnar har konstaterats.

De slutna sprickakvifärerna reagerar med mycket snabb trycksänkning även på relativt stort avstånd från uttagspunkterna, vilket innebär att återinfiltrationen måste startas inom några dygn efter pumpstart. Infiltrationsbrunnarnas placering är av stor betydelse för optimal funktion och för att minska rundpumpningen.

Det krävs en omfattande ”bench-marking” för att verifiera anläggningsarbetenas faktiska påverkan på grundvattensituationen, bland annat på grund av ett flertal andra vattenverksamheter och att grundvattennivån i den norra delen av sträckningen är starkt påverkat av ytvattennivån i Öresund. För att dokumentera effekten av yttre påverkan och långtidsvariationer har våra långa mätserier med dataloggrar, i vissa fall mer än 5 års mätningar, visat sig vara av stort värde.

Många brunnar har låg kapacitet direkt efter borrhning. Behandling med saltsyra av sådana brunnar ger i allmänhet en kraftig kapacitetsökning.

Brunnar med öppna borrhål i kalksten (”svenska brunnar”) kan drabbas av igensättning på grund av att kalkstenen lokalt är okonsoliderad med högt siltinnehåll. Det går dock i nuläget inte att entydigt säga vilken av de två använda brunnstyperna som ger lägst totalkostnad.

Avvikelsen mellan teoretiska beräkningar och konstaterade grundvattenflöden förefaller så här långt vara mindre i områden med ridåinjektering. Samtidigt kan det konstateras att en betydande tätningseffekt uppnås redan vid lågtrycksinjekteringen såsom

injektering med mantelbruket vid ”TAM”- injektering. I samband med schaktning har det konstaterats att mantelbruket haft god inträngning och fyllt decimetertjocka sprickor. Det förefaller som att de konstaterade stora öppna strukturerna i kalkstenen är huvudorsak till svårigheterna att teoretiskt beräkna grundvattenflödena. Dessa stora diskreta strukturer har ofta varit svåra att uttolka ur borrhålsundersökningar och har därför inte heller till fullo kommit att ingå i beräkningsmodellerna. Genom att dessa strukturer till stor del tätas genom ridåinjekteringen uppnås egenskaper hos bergmassan som bättre överensstämmer med de använda konceptuella geologiska modellerna.

INTRÄNGNINGSFÖRMÅGA HOS CEMENTBASERADE INJEKTERINGSMEDEL

Penetrability due to filtration tendency of cement based grouts

*Daniel Eklund, Vattenfall Utveckling AB
Håkan Stille, Kungliga Tekniska Högskolan
Peter Skärberg, Vattenfall Utveckling AB*

SAMMANFATTNING

Injektering är en metod för att förstärka och täta berg, betong och andra porösa material. Metoden används i stor utsträckning. Möjligheter att täta konstruktioner är av stor vikt för både ekonomi och miljö. Kostnaderna för injektering har för vissa tunnelbyggen varit lika höga som för sprängning och utforslingen av berg. För att förbättra tekniken med cementbaserad injektering, är det troligen nödvändigt att fokusera på cementblandningens egenskaper. Injekteringsbrukets inträngningsförmåga i håligheter, sprickor och porösa material, beror på två egenskaper, reologi och dess filtreringsbenägenhet (pluggbildning). Omfattande laborietester på bruk med lågt vct, visar en signifikant begränsning av inträngningsförmågan beroende på att cementkornen klumpar sig samman till en ogenomtränglig plugg (filterkaka). Egenskaperna för injekteringsbruket vilka styr pluggbildning i dess flödesväg och därmed förhindrar fortsatt inträngning av injekteringsbruket kallas här för filtreringsbenägenhet. Blandningar med inert- och cementbaserat material har använts i den här undersökningen. Det inerta materialet är mald kalksten, även kallad Myanit. Myanit reagerar inte med vatten (inert material). De cementbaserade injekteringsbruket kommer från tre olika typer av kommersiellt tillgängliga Portlandcement, samt fyra Portlandcement vilka har modifierade kornkurvor.

Utförda prover visar att kornstorlek, kornkurva samt kornkoncentration har en betydande roll för filtreringsbenägenheten. Enligt utförda tester med inert och cementbaserade blandningar, i syfte att erhålla en god inträngningsförmåga, bör blandningen ha en kornkurva innehållande varken stor andel fina eller grova korn, samt en relativt brant kornkurva. Max kornstorlek är viktig uttryckt som d_{95} . För stora kornstorlekar kommer förhindra genomflöde och skapa pluggbildning. Enligt utförda tester skall värdet d_{95} , vara mellan 4-10 gånger mindre än den apertur som skall injekteras. Mängden små korn är av stor vikt för att uppnå en låg filtreringsbenägenhet hos injekteringsbruket. Detta beror på en ökande tendens för mindre korn att flocka sig till större klumpar, jämfört med större korn. Låg koncentration av korn (t.ex. högt vct) medför generellt lägre filtreringsbenägenhet. Låg kornkoncentration i det injekterade bruket medför dock sämre beständighet (hårdnat tillstånd), jämfört ett bruk med lägre vct.

Filtreringsexperimenten med cementbaserat injekteringsbruk visar att inverkan av parametrar som ytkemi (användande av tillsatsmedel) och cementets kemiska egenskaper (hydratisering av cementkornen) har en stor effekt på filtreringsbenägenheten av bruket.

För att åskådliggöra filtreringsbenägenheten kan denna undersökas i en större skala än vad som sker i verkligheten. Filtreringsexperiment i en skala på ungefär 100:1 har utförts för att se hur kornkoncentration, kornstorlek och kornform inverkar på pluggbildning vid ingången till en spricka. Man kan ur dessa experiment se att kornstorleken inte skall vara större än 2-3 gånger mindre än sprickaperturen, för att förhindra pluggbildning. Detta gäller vid användande av monodispers blandning (alla korn har samma storlek) samt inerta korn.

Numeriska experiment på filtreringsbenägenhet har också utförts för att undersöka möjligheterna att teoretiskt simulera inverkan av kornkoncentration och sprickapertur. De numeriska experimenten är baserade på Eulersk flödesmodellering.

SUMMARY

Grouting as a method for strengthening and sealing rock, soil and concrete is widely used. The possibilities of sealing structures are of great importance from both an economical and environmental point of view. The cost of grouting has in certain projects been as high as the cost for the blasting and excavation of the tunnel. To improve the technique for grouting with cement based material, it is necessary to focus on the properties of the used grout mixture. The ability of a grout to penetrate cavities, channels and porous material, the penetrability, depends on two things, the rheology and the filtration tendency. Extensive laboratory tests on stable, low w/c-ratio, injection grouts show that the most significant limitation to their penetrability is the tendency of cement grains to agglomerate into an impermeable filter cake. The properties of a grout that may prevent passing obstructions in the flow path without the cement grains clogging and preventing further penetration is in this work called filtration tendency. An inert material mixture and a cement-based mixture are used for the investigations in this work. The inert material, which is crushed dolomite stone, does not react with the added water in the mixture. The used cement grouts are based upon three types of commercially available Portland cements and four Portland cements with modified grain size distribution curves.

Performed tests show that the grain size and grain size distribution are of great importance for the filtration tendency. According to performed experiments with inert and cement material, it seems to be advantageous for the penetrability to have a grain size distribution that contains neither too many fine or coarse grains. It is reasonable to believe that the grain size distribution should be relatively steep (narrow grain size range) between minimum and maximum grain size. The maximum grain size is of importance in terms of for example d_{95} . Too large maximum grain size will prevent penetration of the mixture through obstructions in the flow path. According to performed tests, the value of d_{95} , should be between 4-10 times smaller than the aperture to be penetrated by the cement based mixture. The small grain sizes are also of importance in order to achieve a low filtration tendency of the grout. This is because of the increased tendency for the small grains to flocculate into larger agglomerates, compared to larger grain sizes.

The filtration experiments with cement based grouts show that influences of parameters like surface chemistry (use of superplasticisers) and cement chemistry (hydration of cement grains) will strongly affect the filtration tendency of the mixture.

To visualize the phenomenon of filtration tendency it can be investigated on a larger scale than usually takes place. Filtration experiments in the scale of approximately 100:1 have been performed in order to see influences of grain concentration, grain shape and the penetrated slot aperture. It can be seen that used grain sizes (monodisperse and inert mixture) should be approximately at least 2-3 times smaller than the aperture to be penetrated by the mixture. Numerical experiments of filtration tendency have also been performed to investigate the possibilities to numerically simulate the influence of grain concentration and slot aperture. The numerical experiments are based on Eulerian flow modelling.

1. INTRODUKTION

Allmänt

Den här rapporten utgör en sammanfattning av doktorsavhandlingen "Filtreringsbenägenhet av cementbaserade injekteringsmedel", vilken presenterades vid disputationen i maj år 2005 vid KTH i Stockholm (Eklund 2005). Doktorsavhandlingen är resultatet av ett projekt som startade i början av år 2001. Doktorsavhandlingen har utförts genom samarbete mellan avdelningen för Jord och Bergmekanik vid Kungliga Tekniska Högskolan (KTH) och Vattenfall Utveckling AB. Projektet var generöst finansierat av SveBeFo, Elforsk AB, SKB och Cementa AB.

Den vetenskapliga undersökningen för det här arbetet initierades av Professor Jan Alemo, Vattenfall Utveckling.Handledning av arbetet utfördes av Professor Håkan Stille, KTH och Jan Alemo, vilka jag vill tacka för deras stöd, uppmuntran, råd och tron på mig och mitt arbete.

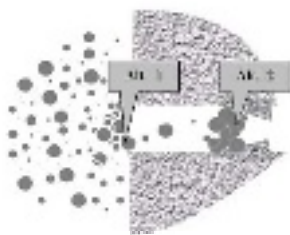
Injektering är en mycket vanlig metod för bergtätning samt reparationsmetod för betongkonstruktioner. Som ett första steg i injekteringsprocessen borrar hål i berg/betongmassan för att möjliggöra injektering i sprickorna. En översiktlig sammanställning över olika injekteringsmetoder har utförts av Houlsby (1990). Injektering är generellt av stor betydelse ur både ekonomisk och miljösynpunkt (Palmqvist K, 1983). Som exempel kan nämnas att kraven på inläckage i tunnlar både påverkar tunnelmiljön (isbildning, korrosionsproblem mm.) samt omgivande miljö (sättningar på bebyggelse mm.). Kraven på injekteringen kan grovt indelas i två delar, en som berör korttidsegenskaper (t.ex. hydraulisk uppspräckning och urspolning av injekteringsmedel från borrhålet). De långsiktiga kraven berör främst den långsiktiga beständigheten av injekteringsmedlet. För att uppfylla kraven på beständighet bör vattenseparation under härdning, härdningstid samt injekteringsmedlets lösbarhet i den omgivande miljön beaktas. Självklart skall även injekteringsmedlet uppvisa en god inträngningsförmåga. Mer om krav i samband med injektering finns att läsa i Nonveiller (1989) samt Dalmalm (2004).



Figur 1.1, Beskrivning av nödvändiga egenskaper för att erhålla ett gott injekteringsresultat.

Med injektering avses i detta arbete den process där flytande material flödar in i sprickor i berg- eller betongkonstruktioner. Inträngningsförmåga är en sammanfattande term för injekteringsmedlets förmåga att passera sprickor och förträngningar i sprickor. Den begränsande faktorn kan vara injekteringsmedlets reologi eller filtreringsbenägenhet.

Med injekteringsmedlets filtreringsbenägenhet avses den egenskap som styr att kornen bildar plugg i en spricka eller vid ingången till denna, se figur 1.2.



Figur 1.2, Figuren visar pluggbildning vid ingången till sprickan (Alt 1) samt vid en förträngning av sprickan (Alt 2). Hansson (1994).

Borrmotoden vid injektering har även visat sig vara av intresse. Den metod som vanligen används idag är hammarborrning. Utformning av borrhåla och borrhåla samt korsningen mellan borrhåla och sprickplan är av betydelse för injekteringsbrukets inträngningsförmåga. Närmare beskrivning av injekterings- och borrhåla, se Pettersson (1999).

För att uppfylla de hårdnade kraven på inläckage i tunnlar behöver sprickaperturer på ned till ca 50 μm tätas. Detta för att uppfylla inläckagekrav under bebyggda områden på mellan 1-4 l/ min/ 100 m tunnel. Det är i dagsläget möjligt att via modern förinjekteringsteknik uppnå ett inläckage motsvarande en permeabilitet på ca 10^{-6} m/s (Emmelin et al 2004). Möjligheterna till att sedan kraftigt reducera inläckaget med hjälp av efterinjektering är generellt sett små. Slutsatsen är därmed att uppsatta krav på inläckage i tunneln bör uppfyllas med hjälp av förinjektering. Kostnaden för injektering har i vissa tunnelprojekt uppgått till samma kostnad som för sprängning och utlastning av bergmassorna. För att förbättra den cementbaserade förinjekteringstekniken är det nödvändigt att fokusera på injekteringsmedlets egenskaper (reologi och filtreringsbenägenhet).

Vanliga typer av betongkonstruktioner vilka repareras via injektering är vattenkraftskonstruktioner (dammar, kraftverksbyggnader). Sprickor i betongkonstruktioner uppkommer vanligen på grund av för stor värmeutveckling under den unga betongens härdning. Urlakning av cementpastan i betongen förekommer även relativt ofta bland äldre betongkonstruktioner inom vattenkraften. Båda dessa typer av reparationer utförs oftast mha av cementbaserad injektering.

Injekteringsmedel kan baseras på kemiska lösningar som t.ex. alkali-silikat hydrater, epoxy, polyuretaner, alternativt kan det baseras på cement eller andra mineralbaserade bindemedel. Denna indelning av de kemiska injekteringsmedlen är grov, då deras enda gemensamma nämnare är att de alla är lösningar. Jämförelsevis kan nämnas att de cementbaserade injekteringsmedlen består av korn av varierande storlek, suspenderade i vatten.

Båda typerna har sina för och nackdelar. Den huvudsakliga fördelen med de cementbaserade medlen är deras låga kostnad, kompatibilitet med omgivande material samt kända långtidsegenskaper. Den huvudsakliga fördelen med de kemiska injekteringsmedlen är deras goda inträngningsförmåga jämfört med de cementbaserade medlen.

En sammanfattning över olika författares syn på den injekterbara sprickaperturen kan återfinnas Brantberger et al (1998). Bergman (1970) angav att en sprickapertur är injekterbar om sprickaperturen är 3ggr större än d_{95} för använt injekteringscement.

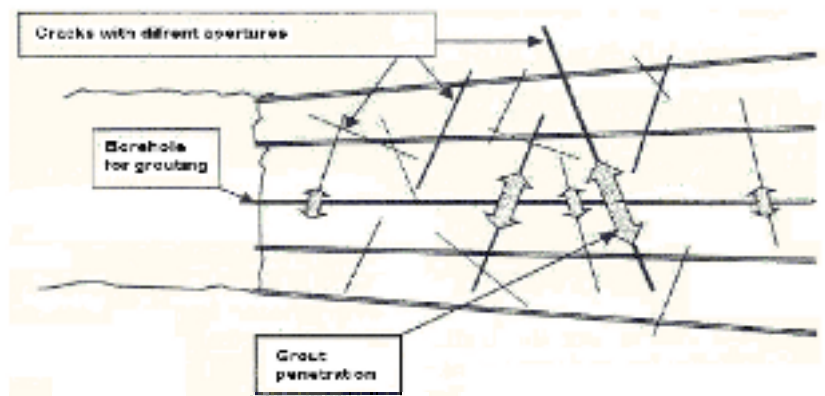
2 BERGSPRICKOR

Allmänt

Hårt berg kan beskrivas som ett system med sprickor och försvagningar i bergmassan. Sprickor och försvagningar kan bero på tektoniska, termiska, petrologiska förlopp och högt vattentryck. Det finns olika typer av sprickor, vattenförande sprickor täta sprickor, sprickor med olika ledningsförmågor genom olika förträngningar mm. Från en ingenjörssynvinkel är det väldigt viktigt att kunna katalogisera sprickornas antal och riktning för ett lyckat injekteringsresultat.

I en bergskonstruktion finns diskontinuiteter som kan beskrivas för sig eller som ett system. Vattenflöden i sprickor är generellt ett problem när man driver en tunnel eller vid byggande av andra underjordiska byggnader. Metoder för att beskriva sprickor eller spricksystem har presenterats av flera forskare se exempelvis (Fransson 1999). Det finns huvudsakligen två tillvägagångssätt, kontinuum- samt diskretmodellering. Kontinuum modellen beskriver homogena och porösa material, där porerna är sammanlänkade med varandra. Kontinuum modellens beskrivning av sprickförekomst samt konfigurationen av dessa är generellt sätt begränsad. Volymen av berg eller betong som behövs för kontinuum modellen är relativ stor, mellan 100-1000 m³, även om mängden sprickor är hög (~10 st/m). Detta i syfte att väl beskriva inträngningsförmågan i berg- eller betongmassan.

Diskret modellering försöker att inkludera varje viktig spricka medförmåga att föra bruket vidare i volymen. Sprickor i diskret modellering är definierad med ett nummer för sprickans karakteristiska egenskaper (Dershowitz och Doe 1997). För att kunna förutse inträngningen för en volym av injekteringsbruk så är diskret modellering av sprickor troligen att föredra. Kanalnätverk är en typ av diskret modellering av sprickor som flera har använt sig av för olika applikationer. Hässler (1991), Gylling (1997), och Eriksson (2003) använde sig av den här modellen för att förutsäga spridning av injekteringsbruk.



Figur 2.1, Beskrivning av hur injekteringsbruk sprider sig i en bergstruktur (Gustavson 2004).

Slutsatser

Baserat på litteraturstudier har följande faktorer framkommit som några av de mest betydelsefulla för injekteringsbrukets inträngningsförmåga i sprickor.

- Storleken på sprickorna är av högsta betydelse för inträngningen av injekteringsbruk i sprickor.
- Sprickmönstret är svårt att kartlägga i berg eller betongkonstruktioner. En uppskattning av sprickor och sprickaperturer kan utföras med hjälp av vattenförlustmätning.
- Sprickvidden kan variera mycket utmed sprickplanet, detta resulterar i att huvudflödet går genom ett fåtal sprickor. Stora delar av sprickplanet kan vara tätt, dessa delar benämns som kontaktytor.
- Det är viktigt att studera varför sprickorna har uppkommit i berg- eller betongstrukturer för att kunna reparera sprickorna på rätt sätt. Detta inkluderar även val av material, utrustning och injekteringsmetod.
- Läget och fördelningen av stora och mindre sprickor bör lokaliseras för att kunna upprätta en plan för injektering.
- För att få en representativ mätning av den hydrauliska konduktiviteten bör en stor massa berg eller betong inkluderas i mätningen. Den hydrauliska konduktiviteten kan översättas till en hydraulisk apertur om antalet sprickor är känt.

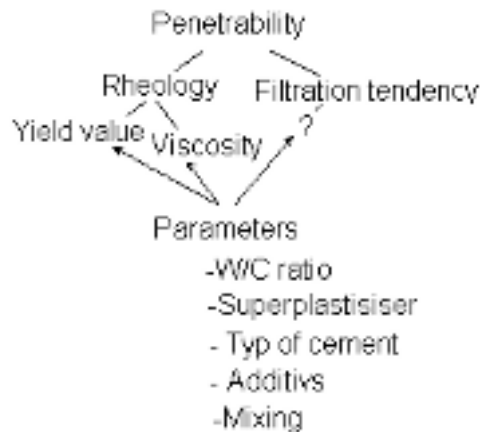
3 INTRÄNGNINGSFÖRMÅGA

Allmänt

Inträngningsförmågan på färskt injekteringsbruk kan indelas i två delar, en som rör de reologiska delarna (flödesegenskaper) och den andra som rör filtreringsbenägenheten (pluggbildning). Båda delarna måste optimeras för att få en god inträngning av injekteringsbruket. Med injekteringsbrukets filtreringsbenägenhet avses som tidigare nämnts den egenskap vilken medför att en plugg av korn bildas över öppningen till sprickan eller vid en förträngning av denna.

Inträngningsförmågan av det färska injekteringsbruket kan ses som en av de absolut viktigaste egenskaperna för ett lyckat injekteringsresultat. Ett bra injekteringsresultat medför en åldringsbeständig fyllning av det geometriska hålrummet. Beständigheten av det härdade injekteringsbruket ökar generellt genom att använda ett så lågt vct som möjligt (Hansson 1998). Lägsta möjliga vct varierar beroende på injekteringsbrukets egenskaper och ändamål (kornstorlek, kornfördelning i torrcement, tillsatsmedel och sprickans storlek och utseende). Vanligtvis med användande av mikrocement kan vct variera mellan 0,7 till 1,5 och ändå bibehålla sina goda egenskaper (begränsad vattenseparation). Utförda laboratorieexperiment (Alema, 1988) visar att en ökning av vct från 0,3 till 0,5 kan öka urlakningen av cementpastan med upptill 90 %. Inträngningsförmågan hos injekteringsbruk med relativt höga kornkoncentrationer (motsvarande vct 0,7-1,5), kan inte enbart beskrivas med hjälp av en reologisk modell. Detta på grund av att cementkornen mer eller mindre är i ständig kontakt med varandra. Injekteringsbruk med lågt vct medför att korntätheten nästan är lika stor som i torrcement. Detta kan illustreras i en blandning med vct 0,8 vilken har ungefär samma kornpackningsgrad som torrcement.

För att få en god inträngning av injekteringsbruket är det nödvändigt att optimera brukets reologi och filtreringsbenägenhet. Bristande kunskaper om de egenskaper vilka styr filtreringsbenägenheten hos cementbaserad injekteringsbruk, är bakgrunden till detta projekt. En metod för att bestämma inträngningsförmåga av injekteringsbruk med avseende på dess filtreringsbenägenhet har utvecklats i projektet. Provningsen är utförd på färskt injekteringsbruk där olika egenskapers inverkan på inträngningsförmågan har studerats, se figur 3.1.



Figur 3.1, Inverkan av olika egenskaper på injekteringsbrukets inträngningsförmåga. Parameter för att mäta filtreringsbenägenhet (?), är idagsläget ej fullständigt klarlagd.

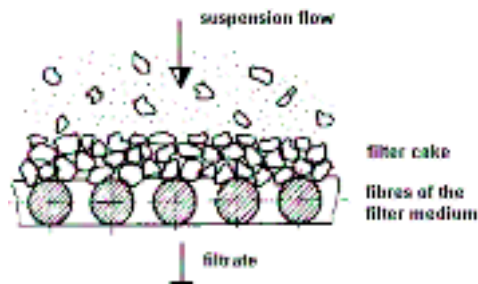
Filtreringsbenägenhet

När man studerar filtreringsbenägenhet för injekteringsbruk finns vanligtvis två angreppssätt, det gamla och nya. Det gamla anger att man skall använda en tunn instabil blandning (betydande vattenseparation), som efter transport i sprickplanet blir alltmer urvattnad och skapar på så sätt en plugg vid någon förträngning längs sprickplanet. Det nyare angreppssättet förespråkar att använda en stabil blandning (begränsad vattenseparation) från början.

Metoden med att urvattna injekteringsbruket för att på så sätt skapa en förseglingsplugg är inte acceptabel på grund av att det är svårt att förutsäga var pluggbildningen sker. Om förseglingen enbart består av en enskild pluggbildning och resten av sprickutrymmet är tomt eller dåligt injekterat (fyllt), räcker det med små rörelser i berg- eller betongkonstruktionen innan genomsippning sker genom förseglingspluggen. Den här gamla metoden är något av en paradox eftersom bruk med högre vct är svårare att urvattna än ett mer stabilt bruk (Hansson 1995). Meningen med urvattning är att skapa en pluggbildning. Pluggbildning förekommer mer sällsynt med högre vct jämfört med en blandning av lägre vct, vilket tidigare har visats av (Eriksson, 2002).

När man injekterar tunna sprickor bör man beakta att cement innehåller fasta korn som kan tilltäppa sprickaperturer vilka är 3 till 10 gånger större än kornens max storlek (d_{95}), även om bruket är initieellt ordentligt dispergerat i en effektiv blandare.

För andra industriella maskiner med filtreringsfunktion, brukar man vanligtvis beskriva två typer av filtreringsfenomen, "cake filtration" och "deep bed filtration" (Svarovsky, 1985). Principen vid uppkomst av filtreringskaka är att fasta partiklar i injekteringsbruket filtreras från vätskan igenom ett tunt filter. Det filtrerade materialet bygger upp ett grövre och tjockare lager, där det efter en stund utbildas ett eget filter. Detta filter kommer efter fortsatt filtrering medföra att en ogenomtränglig plugg utbildas.



Figur 3.2, "Cake filtration" av cementbaserat injekteringsbruk (Svarovsky, 1985).

"Deep bed filtration" är en gradvis filtreringsprocess i ett poröst medium, det kan ses som massor av små filterkakor. "Deep bed filtration" kan jämföras med injekteringsbruk som gradvis filtreras i sprickor i ett poröst material exempelvis jord. (Svarovsky, 1985).

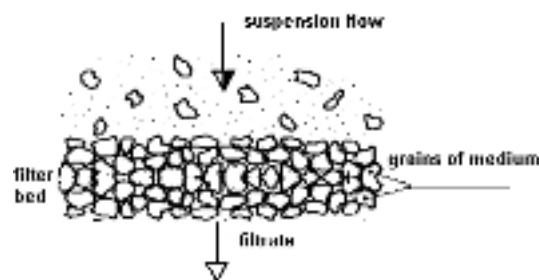


Figure 3.3, "Deep bed filtration" av cementbaserat injekteringsbruk (Svarovsky, 1985).

Denna studie omfattar enbart inträngningsförmåga av cementbaserat injekteringsbruk i laboratoriemiljö. I det här projektet är det bruk med låga vct och därmed liten vattenseparation (mindre än 5 %) som studerats. Olika filtreringstester kan utföras med exempelvis filterpump (SS-EN 14497), tryckbehållare (VU:SC 48) sand kolonn test och sprickinjektering i konstgjorda sprickor.

Filtreringsbenägenheten för injekteringsbruk är som ovan nämnts beroende på blandningens alla egenskaper samt kombinationer av dessa, inte enbart på enskilda egenskaper som kornstorlek eller specifik kornyta.

I grova drag kan man konstatera att vissa parametrar har större betydelse för injekteringsbrukets filtreringsbenägenhet än andra. Tidigare utvärderingar baserade på andra uppdrag åt Vattenfall Utveckling AB, påvisar att inverkan av dessa parametrar kan beskrivas som tabellen nedan.

Tabell 3.1, Parametrar som inverkar på filtreringsbenägenheten (Hansson, 1995)

Parametrar	Inverkan på Filtreringsbenägenhet
Öka vct	Lägre
Tillsätta flytmedel	Lägre
Tillsätta stabiliseringsmedel	Högre
Tillsätta svällningsmedel	Högre
Tillsätta Accelerator	Högre
Begränsa kornstorleksfördelning	Lägre
Effektiv blandare	Lägre

Lägre filtreringsbenägenhet innebär att en större mängd av blandningen kommer att passera filtret (nät eller spalt) i testutrustningen. Högre filtreringsbenägenhet avser det motsatta.

Flerfasflöde

Grundidén är att med hjälp av teori samt verktyg för analys av flerfasflöde, förutsäga pluggbildning i injekteringsprocessen. Teoretiskt och matematiskt angreppssätt för flerfasflöde på bruk med lågt vct är generellt svårt och komplicerat. Därför har numeriska metoder utnyttjats för att lösa uppsatta ekvationer. Vanligtvis i ekvationerna regleras det simulerade flödet i modellen av koncentrationsförändringar i blandningen, vilket i sin tur medför formulering och lösning av ett antal differentialekvationer. Dessa typer av beräkningar benämns vanligen CFD (Computational Fluid Dynamics).

Studier av olika typer av flerfasflödesmodeller är kanske ett sätt att studera pluggformationer i täta kornblandningar. Flerfasflöde kan delas upp i flera grupper av olika applikationer beroende på flödets natur. För att studera filtreringsbenägenheten på injekteringsbruk är det lämpligt att studera ett fasflöde som beskriver samverkan mellan den solida- (korn) samt vätske fasen (vatten).

Olika reologiska modeller är tillgängliga för att förutse strömningsegenskaperna på injekteringsbruket. Den vanligaste modellen är Bingham modellen. Bingham modellen beskriver blandningens flytgräns och viskositet. Blandnings flytgräns och viskositet används därefter i CFD beräkningarna som indata för använt injekteringsbruk.

Flytgränsens värde är enligt många forskare (Eriksson 2002, Hässler 1991 etc.) den viktigaste parametern för att förutsäga inträngningsförmågan på färskt injekteringsbruk. Viskositeten är huvudsakligen ett flödestal (flödes hastighet) på injekteringsbruket under injekteringsprocessen (Håkansson 1993, Schwarz 1997).

4 CEMENTBASERADE INJEKTERINGSMEDEL

Allmänt

Cement är sammansatt av en mängd mineraler som vid kontakt med vatten börjar reagera med detta (hydratisera) och bildar en hård hållfast massa. De kemiska reaktioner som är av intresse för filtreringsbenägenheten uppträder under den första timmen efter blandning. Gipsreaktionen är en av de mest dominanta reaktionerna i nyblandat injekteringsbruk. Gipsreaktioner bedöms ha stor betydelse för filtreringsbenägenheten (Fjällberg, 2003). Andra reaktioner som sker under ett tidigt stadium är aluminat och silikat reaktioner, vilka har effekt på bindetiden av injekteringsbruket. Tillsatsmedel som retardatorer och acceleratorer har också inverkan på bindetiden. Vct är alltså troligen den mest överskuggande parametern för injekteringsbrukets bindningstid.

Ytkemins egenskaper är av stor vikt för att förhindra flockbildning (ihopklumpning) av kornen i blandningen. Det är viktigt att undvika flockbildning för att på så sätt få en så låg filtreringsbenägenhet som möjligt. Ett vanligt sätt att uppnå en god dispergering i blandaren är att tillsätta superplasticerare (flytmedel) i injekteringsbruket. Det finns huvudsakligen två stycken typer av superplasticerare, elektrostatiske och steriska. Experiment från (Fjällberg 2003) visar att steriska tillsatsmedel är mest effektiva för att få ett bra injekteringsbruk med god inträngningsförmåga.

Joninnehållet i det mixade vattnet är av betydelse för de reologiska egenskaperna, förmodligen också för filtreringsbenägenheten. Det finns idéer om att sänkt jonhalt är associerat med bättre inträngningsförmåga. (Yang et al, 1997). Eventuellt skadliga joner i blandningen kan neutraliseras med en tillsats av komplexbildare, beroende på typ av jon som anses försämra inträngningsförmågan

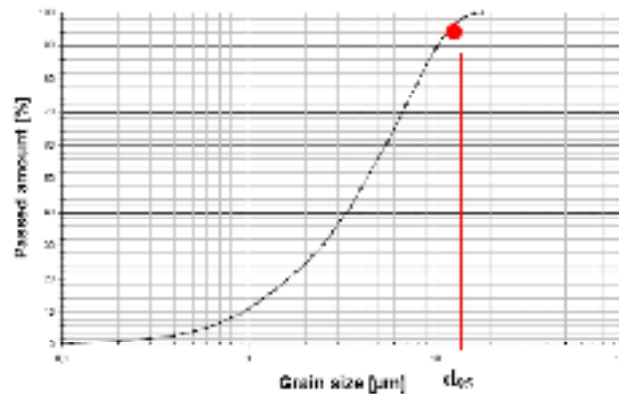
5 UTFÖRDA FILTRERINGSFÖRSÖK

Allmänt

Injekteringsbrukets egenskaper samt samverkan mellan dessa, vilka styr brukets filtreringsbenägenhet beskriver ett komplicerat samband. Studien har därför utförts genom "trial and error", i den mening att nya och komplementärare prover behövde utföras och provas baserat på resultat av tidigare tester. Det övergripande syftet var att utforska huruvida filtreringsbenägenheten påverkas av olika parametrar och hur dessa samverkar med varandra. Den här sortens tillvägagångssätt (trial and error) har i sin tur medfört att ett omfattande provningsprogram har framtagits för att kontrollera och kombinera så många parametrar som möjligt.

De första testerna utfördes på ett inert material för att titta på filtreringsbenägenheten, utan inverkan från cementens reaktiva (kemiska) egenskaper. Tester på cementinjekteringsbruk utfördes sedan på både standard Portlandcement och specialframställda cementsorter (även dessa baserade på Portlandcement).

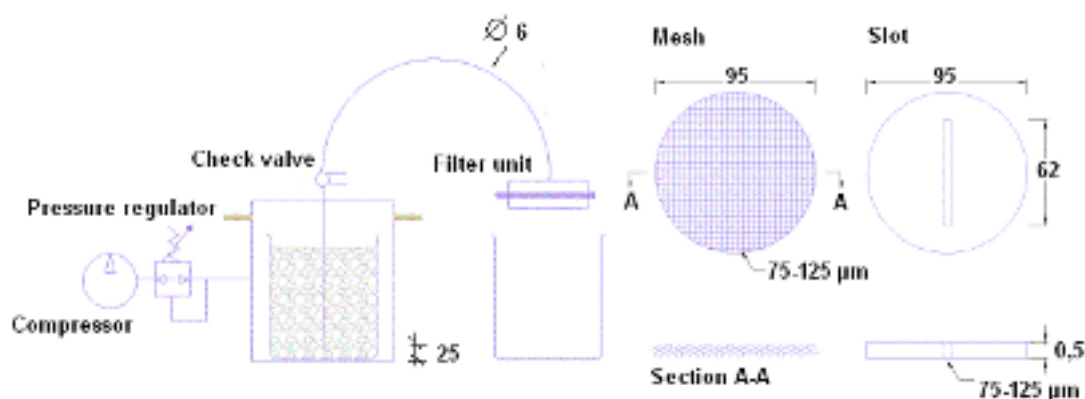
Kornstorleksfördelningen i torrcement är av stor vikt för filtreringsbenägenheten av blandningen. Det finns olika sätt att indirekt eller direkt beskriva fördelningen av kornstorlekar. Ett vanligt sätt att beskriva korninnehållet i torrcement med värdet d_{95} som motsvarar maskvidden på siktningsduken där 95 % av materialet passerar, se figur 5.1



Figur 5.1, Översikt av kornfördelningen, d_{95} är inritat.

Filtreringsbenägenheten bestäms med en provningsutrustning som pressar cementbruket igenom ett filter eller igenom en spalt. Idén med en sådan utrustning föreslogs av Pär Hansson, Vattenfall Utveckling AB i början av 90-talet. Utrustningen har sedan vidareutvecklats av Eriksson, 2002a. Anledningen till att filterpump (SS-EN 14497:2004) inte användes i denna studie var för att den kräver en relativt stor blandningsmängd för varje test.

Den tillgängliga mängden av siktat material (myanit och cement) var begränsad på grund av att det var väldigt dyrt och tidsödande att sikta fram dessa material. För att jämföra resultaten mellan myanit och cement användes samma utrustning. Utrustningen som användes i redovisade försök är enligt VU:SC 48 standard, se figur 5.2



Figur 5.2, Provningsutrustning enligt VU:SC 48.

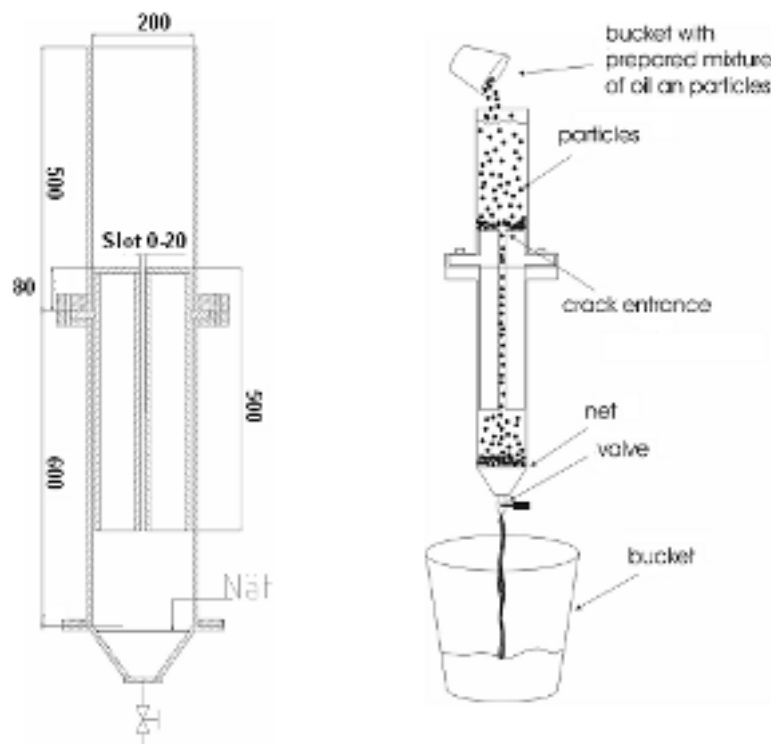
Tryckgradienten är applicerad över hela filtret. Den mängd injekteringsbruk som passerar är ett mått på blandningens filtreringsbenägenhet. När en större mängd passerar filtret, medför detta en lägre filtreringsbenägenhet. (låg filtreringsbenägenhet). En liten passerad mängd indikerar att en filtreringsskaka bildas, som efterhand gör att injekteringsbruket inte har någon möjlighet att passera filtret, en så kallad pluggbildning uppstår (hög filtreringsbenägenhet).

Resultaten från experimenten med den här testmetoden är beroende på den mängd (vikt) som passerar filtret. Den ursprungliga mängden av injekteringsbruk är också viktig. Provning med olika ursprungliga mängder injekteringsbruk genererar förmodligen en skillnad mellan relativ passerad mängd uttryckt som andel passerat av den ursprungliga mängden.

Två typer av filtergeometrier har provats, första geometrin är nät med tunt vävda ståltrådar som skapar ett kvadratisk nätmönster. Andra geometrin är tillverkad av en tunn plåt med en spalt utskuren med en laserstråle se figur 5.2

Experiment i större skala

För att visuellt kunna belysa fenomenet pluggbildning av korn, skapades en storskalig modell (skala 100:1 jfr storlek på korn och sprickgeometri i filtreringsförsök), se figur 5.3.



Figur 5.3, Genomsnitt av fysisk storskalig modell (Saaidi, 2004).

6 RESULTATANALYS

Allmänt

Det är svårt att ge generella råd för hur injekteringsbruk bör sammansättas för att skapa förutsättningar för ett lyckat injekteringsresultat. För att kunna beskriva påverkan av olika egenskaper i injekteringsbruket (kornstorlek, vct, kornfördelning mm.) i relation till den injekterade sprickaperturen, kan en faktor k användas. Denna baseras på passerad mängd blandning genom en spricka. Förutsatt att faktor k relaterar till en spricka med aperturen b μm , kan relationen mellan passerad spaltvidd (b) samt passerad mängd, uttryckas enligt bild 6.1.

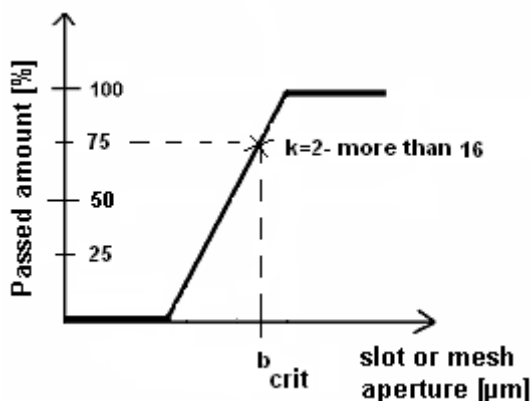


Bild 6.1, Relation mellan sprickvidd (b) samt passerad mängd, uttryckt som en faktor k .

Minsta värdet av $k=2$ erhöles vid användande av den storskaliga modellen när man testade filtrering mha. av en monodispers blandning (plastkulor av samma storlek) och spaltgeometri. Det största värdet $k > 16$ hittades när man testade en finkornig cementbaserad blandning med spaltgeometri.

För att mer i detalj utvärdera provresultaten kan den passerade mängden blandning uttryckas i relation till olika spaltvidder eller maskvidder vid användande av nätgeometri. Filtreringsbenägenheten har därför uttryckts med hjälp av parametrarna b_{crit} , b_{req} och b_{min} se bild 6.2.

b_{crit} är den minsta sprickvidden där närmast all tillgänglig mängd av blandningen kan passera, vilket i denna studie motsvarar mer än 75 % av den ursprungliga mängden blandning. (viss mängd blandning kommer alltid att fastna i slangar och i utrustning, se figur 5.2.

b_{min} anger den spalt- eller maskvidd där mindre än 10 % av blandningen passerar.

b_{req} är en parameter som godtyckligt bestäms till att motsvara en erforderlig passerad mängd blandning, vilken anses behövas för att uppfylla ställda krav för den specifika situationen. Exempelvis kan detta krav sammankopplas till att en viss längd av det injekterade sprickplanet skall fyllas (den minsta mängden injekteringsmedel för ett lyckat injekteringsresultat). I denna studie motsvaras b_{req} av en inträngningslängd på minst 5 m vid användande av spaltgeometri.

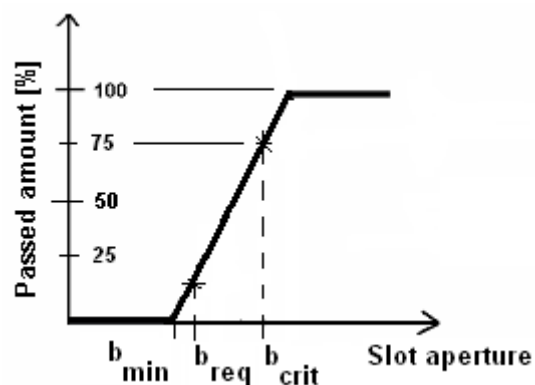


Bild 6.2, Definitioner av parametrarna b_{crit} , b_{req} och b_{min} .

Nedanstående tabeller anger relationen mellan den passerande mängden av olika blandningar (kornstorlek) samt spaltöppning.

Tabell 6.1, Relation (kvot) mellan använd spaltöppning och kornstorlek (d_{95}). De skuggade kvoterna anger vilka kombinationer som uppfyller kraven för b_{req} , vid ett vct 1,0.

Mixture	d_{95} [μm]	slot aperture		
		75 μm	100 μm	125 μm
UF 12	12	6,3	$\geq 8,3^1$	10,4
UF 16	16	$\geq 4,7$	6,3	7,8
IC 30	30	$\geq 2,5^{2,3}$	$3,3^3$	$4,2^3$
Cem 2	10	-	-	-
Cem 4	9	-	-	-
UF 12, fine	8	9,4	12,5	15,6*
UF 12, coarse	16	-	$\geq 6,3^{4,3}$	$7,8^{4,3}$

* Kvoten större än 15,6

¹ L 15 Inträngningsförmågan är mindre än 5 m med vct 1,0.

² Cemflux visar att Inträngningsförmågan är mindre än 5 m med vct 1,0.

³ Vattenseparationen av passerad mängds blandning är större än 5 % med vct 1,0.

⁴ Melcrete är inte med i filtreringstestet.

Tabell 6.2, Relation (kvot) mellan använd spaltöppning och kornstorlek (d_{95}). De skuggade kvoterna anger vilka kombinationer som uppfyller kraven för b_{crit} , vid ett vct 1,0.

Mixture	d_{95} [μm]	slot aperture		
		75 μm	100 μm	125 μm
UF 12	12	6,3	8,3	$\geq 10,4^1$
UF 16	16	4,7	6,3	$\geq 7,8^{2,3}$
IC 30	30	2,5	3,3	$\geq 4,2^{3,4}$
Cem 2	10	-	-	-
Cem 4	9	-	-	-
UF 12, fine	8	9,4	12,5	15,6 ⁴
UF 12, coarse	16	4,7	$\geq 6,3^{2,4}$	$7,8^{2,4}$

* Kvoten större än 15,6

¹ Cemflux uppfyller inte kraven för b_{crit} med vct 1,0.

² L 15 uppfyller inte kraven för b_{crit} med vct 1,0.

³ L 15 och Melcrete uppfyller inte kraven för b_{crit} med vct 1,0.

⁴ Vattenseparationen av passerad mängds blandning är större än 5 % med vct 1,0.

Slutsatser

Baserat på utförda tester och litteraturstudier har följande slutsatser antagits.

- Filtreringsbenägenhet är ett komplext fenomen som bygger på olika egenskaper (kornstorlek, kornfördelning, vct mm.) i injekteringsbruket, även samverkan mellan dessa finns.
- Utformningen av projektet medför att man bör vara aktsam med att dra alltför långtgående slutsatser. Projektet har huvudsakligen varit fokuserat på principer rörande filtreringsbenägenhet.
- b_{crit} och b_{min} är två viktiga parametrar som har diskuterats tidigare. Man kan ifrågasätta om det finns något entydigt värde för b_{crit} . Testerna indikerar att bedömningen av b_{crit} många gånger beror på den ursprungliga testmängden. Den relativa mängden som passerar igenom filtret måste därför relateras till den ursprungliga mängden.
- b_{req} är ett nytt begrepp som introducerades för att visa att den passerade mängden injekteringsbruk kan vara tillräcklig med avseende på injektering av sprickor, även om det sker en pluggbildning under injekteringsbrukets inträngning i sprickan.
- Inverkan av vald metod för att testa injekteringsbrukets filtreringsbenägenhet är förmodligen viktig. Viktiga parametrar är exempelvis den ursprungliga mängden av injekteringsbruk, filtergeometrin och tryckgradienten över förträngningen, se figur 6.3.

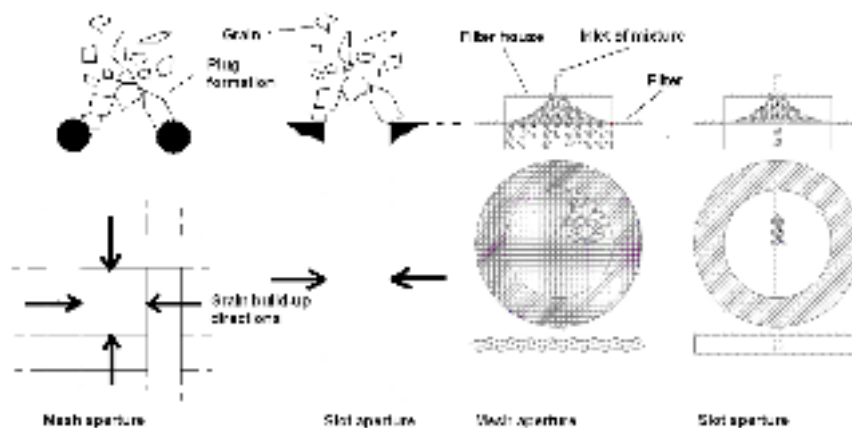


Bild 6.3, Inverkan av använd filtergeometri vid provning av blandningens filtreringsbenägenhet.

Filtreringsbenägenhet kan uttryckas enligt utförda tester som ett samband mellan använd spaltvidd/ maskvidd (b_{crit}) samt blandnings egenskaper enligt formel 6.1

Formel 6.1

$$b_{crit} > k \cdot d_{95}; \quad 2 \leq k < 16$$

$$k = f(\text{grain size, grain size distribution, superplasticiser, } W/C \text{ ratio, chemical reaction, geometry of aperture, amount of mixture})$$

- Enligt utförda filtreringstester med inert och cementbaserade blandningar, bör k vara mellan 2 till 16, för att en betydande mängd av injekteringsbruket skall passera (75-100 % av tillgänglig volym). Variationen av k är beroende av en mängd olika parametrar, se formel 6.1
- Provning av inert bruk mha av spaltgeometri, visar att värdet k måste vara mer än 12. Resultaten avser användande av en spaltbredd mellan 75 till 125 μm och ett vct på 0,7.
- Provning av inert bruk mha nätgeometri, visar att värdet k inte får vara mindre än 3-4. Resultaten avser användande av en nätgeometri med 36, 45 och 75 μm maskvidd samt vct på 0,7.
- Provning av cementbaserat bruk visar att värde k måste vara mellan 4-10, vissa blandningar med finkornigt bruk visar på att värde k måste var mer än 16. Dessa resultat avser användande av spaltöppningar på 75, 100 och 125 μm med vct på 1,0.

På liknande sätt kan man beskriva värdet k med användandet av b_{req} .

Formel 6.2

$$b_{req} > k \cdot d_{95}; \quad 2 \leq k \leq 8$$

$$k = f(\text{grain size, grain size distribution, superplasticiser,} \\ \text{W/C ratio, chemical reaction, geometry of aperture, amount of mixture})$$

Sambandet i formel 6.2 visar att k värdet varierar mellan snävare gränser för att uppfylla kraven för b_{req}

För att belysa den bedömda säkerheten i de olika parametrarnas inverkan på filtreringsbenägenheten, har tabell 6.3 skapats.

Tabell 6.3, Beskrivning av parametrar som inverkar på filtreringsbenägenheten på injekteringsbruk.

Parameter	Influence	Degree of safety
Steep grain size distribution	Decreasing of k	Large
Higher W/C ratio	Decreasing of k	Large
Cement chemistry	Increasing of k	Large
Superplasticiser	Decreasing of k	γ^1
Filter geometry	γ^2	γ^3

¹ Inverkan av vattenreducerare har inte varit i fokus för detta projekt. Om dosering och typ av vattenreducerare skulle ändrats, skulle troligen även resultaten blivit annorlunda. Förmodligen kan man konstatera att rätt användande (dosering) av vattenreducerare kommer att minska blandnings filtreringsbenägenhet.

^{2,3} I det här projektet har geometrin för filtret visats sig vara en viktig parameter. Resultaten är dock inte fullständiga. Mer studier behövs nog för att kunna analysera filtergeometrins inverkan på mätning av blandningens filtreringsbenägenhet

7. REFERENSLISTA

Litteratur

- 1) Alemo J, Johansson N, Bronner N (1988). *Urlakning av cementinjektering*. Vattenfall FUD-rapport. Råcksta, Sweden.
- 2) Bergman, S.G.A. Lindman, K. Söderman, P (1970). *Injekteringsmedels inträngning i sand och tunna spalter*. BFR-rapport R 45:1970, Stockholm.
- 3) Brandberger M, Dahlmalm T, Eriksson M, Stille H (1998) Styrande faktorer för täthet kring en förinjekterad tunnel, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- 4) Dalmalm, T., (2004), Grouting Prediction Systems for Hard Rock- based on active design. Doctoral . Thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- 5) Dershowitz W, Doe T, (1997). *Analysis of Heterogeneously Connected Rock Masses By Forward Modelling of Fractional Dimension Flow Behaviour*, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci 34:3-4, Paper No. 061, Elsevier.
- 6) Eklund, D (2005) Penetrability Due to Filtration Tendency of Cement Based Grouts, Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- 7) Emmelin, A, Eriksson M, Åsa Fransson (2004), *Characterisation, design and execution of two grouting fans at 450 m level, Äspö HRL*, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co, Stockholm, Sweden.
- 8) Eriksson, M, (2002) Prediction of grout spread and sealing effect, a probabilistic approach, Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- 9) Eriksson, M, Stille, H (2002a), A Method for measuring and evaluating the penetrability of grouts, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- 10) Eriksson, M, (2003) *A method for measuring and evaluating the penetrability of grouts*, Grouting and Ground treatment, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. Proc. Of the third international conference, New Orleans, USA, 2004.
- 11) Fjällberg L, Lagerblad B (2003), *Cement based injection grouts- different types, cement reactions, setting time and flowability*. CBI rapport. ISRN CBI/R-2003/1-SE. Stockholm, Sweden.
- 12) Fransson Å (1999), *Grouting Predictions Based on Hydraulic Test of Short Duration*, Department of Geology, Chalmers university of technology, Göteborg, Sweden.
- 13) Gustavson G (2004). *Ett nytt angreppssätt för bergbeskrivning och analysprocess för injektering*, Väg och Vattenbyggaren nr 4, Department of Geology, Chalmers university of technology, Göteborg, Sweden.
- 14) Gylling B, (1997). *Development and Applications of the Channel Network Model for Simulation of Flow and Solute Transport in Fractured Rock*. Doctoral thesis, Department of Chemical Engineering and Technology, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

- 15) Hansson P. (1994). Cementinjektering- Handbok för injekterare, Elforsk rapport 94:12, Sweden.
- 16) Hansson P, (1995) *Provningsmetoder för cementbaserade injekteringsmedel och deras användning*, Vattenfall Utveckling AB, proc. of Vann og frostsikring av trafiktunneler-Injektion og kledning, Trondheim.
- 17) Hansson P, (1998). *Materialmässiga aspekter på injektering*, Vattenfall Utveckling AB, PM UC98:5, Älvkarleby.
- 18) Houlsby A.C (1990). Construction and design of cement grouting, John Wiley and Sons, Inc
- 19) Håkansson U. (1993). Rheology of Fresh Cement-Based Grouts. Ph D Thesis, Dept. Of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- 20) Hässler, L. (1991). Grouting of Rock- Simulation and Classification. Ph D Thesis, Dept. Of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- 21) Nonveiller E (1989), Grouting Theory and Practice, Elsevier Science Publishers B.V, ISBN 0-444-87400-3, Amsterdam, Netherlands.
- 22) Palmqvist K (1983), Tätning av bergtunnlar –Injekteringsutförande och resultat, BeFo 66:1/83, Sweden.
- 23) Pettersson S Å, Molin H (1999) Grouting & Drilling for grouting, Atlas Copco Craelius AB, Sweden.
- 24) Schwarz, L.G., (1997), *Roles of rheology and chemical filtration on injectability of microfine cement grouts*, Doctoral Thesis, Northwestern University, Evanstone, Illinois, UMI number 9814310.
- 25) Saaïdi S (2004), *Numerical and Physical Simulation of Grout Penetration*, Master Thesis, Department of Thermo and Fluid Dynamics, Chalmers University of Technology, Sweden.
- 26) Svarovsky L. Handbook of Powder Technology. Solid-Liquid Separation Process and Technology. Elsevier 1985.
- 27) Yang M, Neubauer C M, Jennings H M. (1997). Interparticle Potential and Sedimentation Behaviour of Cement Suspensions. Advanced Cement Based Materials 1997;5:1-7. pp 1-6.

Standarder

SS-EN 14497 : 2004
VU:SC 48

Bestämning av filtreringsstabilitet hos injekteringsmaterial
Filtreringsbenägenhet i injekteringsbruk

FORTSATTA UNDERSÖKNINGAR OM DISPERGERING AV MIKROCEMENT

Further research on dispersion of micro cement

*Staffan Hjertström Cements AB
Sten Åke Pettersson Atlas Copco Craelius AB (f.d.)*

Sammanfattning av fortsatta undersökningar om dispergering av mikrocement

Försöken visar att traditionella paddelblandare är helt olämpliga till att blanda injekteringsbruk baserad på mikrocement. Högeffektiva blandare av kolloidial typ är nödvändiga för att dispergera mikrocement. Dock tycks det vara mycket stora skillnader i dispergeringen av mikrocement mellan olika typer av höghastighets blandare trots tillsynes små skillnader mellan blandarna.

Blandartyp, blandnings hastighet och blandnings tiden måste anpassas till cementsort för att injekteringsbruken skall ge den inträngning som förväntas. Ju mer finmalet mikrocementet är desto kraftigare blandningsinsats krävs. Dock bör den kraftiga blandningsinsatsen noggrann styras (begränsas) eftersom överblandning ger försämrad inträngningsförmåga.

Summary of further research

Trials show that traditional paddle mixers are completely unsuitable for mixing cement paste based on microcement. Highly effective mixers of the colloid type are necessary for the uniform dispersion of microcement.

The speed of the mixing process and the mixing time must be adjusted to the type of cement being used in order for the injection paste to have the desired penetration. The finer microcement, the stronger mixing force and intensity is required. However, at the same time, the strength of the mixture must be limited as excessive mixing results in reduced penetration capability.

Inledning - Utvecklingen av injektering och injekterbara sprickvidder

Atlas Copco och CEMENTA driver sedan några år tillbaka ett gemensamt utvecklingsprojekt för att förbättra tillredningen av injekteringsbruk med mikrocement som utgångsmaterial.

Vart och ett av företagen insåg att de ökade kraven från användare av injekteringspasta gjorde att man måste få mer och bättre kunskaper beträffande hela dispergeringsprocessen.

Det föll sig då naturligt att som två ledande företag i branschen inleda ett samarbete. Gemensamma försök under flera års tid har givit svar på flera frågor för att optimera tillredningen av injekteringsbruk.

Inträngnings och tätningsförmågan har kraftigt förbättrats de senaste fem åren för injekteringsbruk baserade på Injektering 30 och Ultrafin 16. Material och kunskapsutvecklingen fortsätter och vi bedömer att det inom de närmaste åren finns goda möjligheter till betydande förbättring av inträngningsförmågan för dessa mikrocement. I dag är det möjligt att täta sprickor ner till ca 75 µm och det finns goda möjligheter att pressa den gränsen och täta ännu finare sprickor.

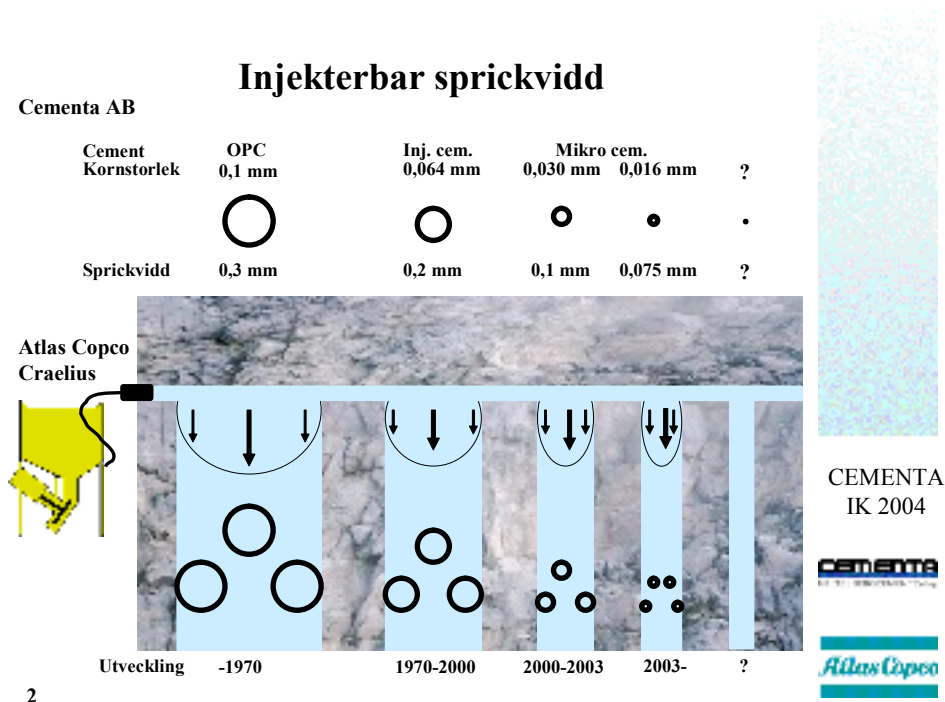


Fig. 1

Om vi studerar Figur 1 och den utveckling som skett, ser vi att med standardcement (OPC cement) som var den enda kvalitet som användes i injekterings sammanhang fram till cirka 1970, kunde man täta sprickor av 0,300 mm storlek.

Vid den tiden började det att dyka upp ett flertal fall där man ifrågasatte resultat och arbetens kvalitet beroende på händelser med sänkta grundvattenmagasin och stora ojämna sättningar i innerstadsbebyggelse som följd.

Man började använda så kallad Injekteringscement som var en mera finmalen cement och man kunde då täta sprickor ner till 0,200 mm storlek.

Denna injekteringscement användes som huvudprodukt i injekteringssammanhang under slutet av 1900-talet.

En ökande användning av kemiska medel i injekteringssammanhang skedde samtidigt. Det var till exempel närmast en eufori runt AM-9 i injekteringssammanhang.

Men en miljöskandal i Japan 1974 där man använde akrylamid som injekteringsmedel i brunnar ändrade på detta och föranledde bland andra Onoda Cement Co att finmala en blandning av vanlig standardcement och slagg. Denna metod och patentet för detta spred sig sedan till USA och vidare ut i världen.

2001 visade professor Håkan Stille på KTH (Ref.1) att man framgångsrikt kunde injektera sprickor ned till 0,100 mm storlek med Injektering 30.

Atlas Copco och Cementas gemensamma undersökningar publicerade vid BK 2003 (Ref.2) indikerade att det är möjligt att täta sprickor av 0,075 mm storlek med UF 16.

En välkänd tumregel i injekteringssammanhang har varit att sprickor av en storlek motsvarande tre gånger den största nominella kornstorleken i cementet kan injekteras. Kornstorleken vid ovanstående undersökningar är en femtedel av sprickstorleken vilket indikerar att det finns utrymme för än bättre resultat.

Utveckling av Atlas Copcos injekteringsblandare

Atlas Copco Craelius blandarmodeller



**Paddelblandare
195x
VCT: 0,55**



**CEMIX 175E
1968-1984
VCT: 0,45**



**CEMIX 200E
1983-84
VCT: 0,5**



**CEMIX 201E
1986-93
VCT: 0,4**



**CEMIX 202E
1993-2001
VCT: 0,35**



**CEMIX 203E
2001-
VCT: 0,35**



**CEMENTA
IK 2003**





7

Fig. 2 Cemix moderna blandarprogram

Atlas Copco Craelius har för närvarande tre standardstorlekar 100, 200 och 400 liters blandarkärl och håller på att ta fram en fjärde storlek, en blandare med 50 liters kärl, Dessa blandare drivs med elmotorer antingen direkt eller över hydraulik.

Atlas Copco Craelius började för cirka 10 år sedan att publicera skillnader i effektivitet mellan de olika storlekarna av standardmodeller av blandare. Företaget är fortfarande de enda som gör så.

Idag sätter vi ett stort hopp och förväntan på forskningsinstitutioner som KTH att de skall ta fram metoder och utvärderingar som filtrerstabilitet, NES-provning etc. vilka vetenskapligt och objektivt kan skilja en bra blandad injekteringspasta från en dåligt blandad. För samhället och byggandet i urbana moderna miljöer är detta av mycket stor ekonomisk betydelse

Mikrocement - Nomenklatur och indelning

Nomenklaturen för finmalda cement är inte entydig.

Sedan det första patentet på finmalning av cement har utvecklingen gått vidare med ett mycket stort antal produkter och produktnamn av varierande grundmaterial och finmalning som följd.

Enligt Europeanormen EN 12715:2 000 (Ref.3), vilken också är antagen som norm i Sverige så är: "Micro-fine or Ultrafine product: very fine product having a uniform, steep particle size distribution curve, where $d_{95} < 20\mu\text{m}$ ".

Standarden för att benämna de olika sorters finmalda cement varierar från land till land. USA: "From the beginning Ultrafine cements are cement with a Blaine of $880 \text{ m}^2/\text{kg}$ ".

I Norge (och numera även i Finland) föreslås att man indelar microcement $d_{95} < 30 \mu\text{m}$ och Ultrafine cement $d_{95} < 15 \mu\text{m}$.

I UK: "In UK grouting practice, the term Ultrafine is restricted to cements with a maximum particle size of $< 7 \mu\text{m}$ ".

Mikrocement indelas också i:

Microcement, Superfine Microcement

Ultrafine-, Standard Ultrafine-, and Premium Ultrafine Cement

Microfine Cement

Superfine Cement

Delar av siktkurva

Storleken benämns oftast efter den kornkurva där 95 % av materialet passerar vid siktnings (D_{95}).

Men ibland mäter man också vid 94, 98 eller 99 % .

Till detta kan läggas att man också ofta benämner mikrocement efter D_{av} (average) ibland också D_{50} .

Några anser att man bör mäta vid 100 % .

Kornfördelningen bör mätas med en lasersikt enligt ISO 13 320. Metoden är enkel och snabb samt ger reproducerbara resultat för varje enskild laserapparat. Dock ger laserapparaterna något olika nivåer varför jämförelse mellan olika labb ej ger helt likvärdiga resultat. Mätning sker av det torra mikrocement pulvret varför eventuella reaktionsprodukter i den våta cement pastan ej redovisas.

Flockulering och filtreringsprocesser kan förändra kornstorleken, kornformen och inträngningsförmågan i injekteringspastan.

Av tradition och gammal vana så mäter man cements specifika yta (finhet) med Blaine metoden. Antingen i enheten cm^2/g , m^2/kg eller m^2/g . Metoden är inte lämplig för att mäta i finkorniga material eftersom mikrocements specifika yta är mycket hög och ligger i ett mätområde där Blainemetoden ger stor spridning. Denna mätmetod baseras på att mäta hålrummet i ett cementprov genom att mäta lufts förmåga att strömma igenom ett packat cement prov.

Blaine bör ersättas av någon annan metod som är bättre anpassad för att mäta finkorniga material som t.ex. BET.

BET metoden bygger på kväves adsorption på ytor och är anpassad för att mäta extremt finkorniga material. Det är en beprövad standardiserad metod som används i många olika tillämpningar för att mäta mycket finkorniga material.

Bakgrund - Cement

Historiskt har Standard cement (OPC) använts för berginjektering. I takt med att täthetskraven har ökat, har det uppstått ett behov av injekteringsbruk med bättre inträngnings- och tätningsförmåga. Det har visat sig att injekteringsbruk baserat på standard cement har otillräckliga egenskaper för att uppfylla moderna täthetskrav i undermarks byggande. För ca 30 år sedan togs de första mikrocementen fram som försök att öka inträngnings- och tätningsförmågan för cementbaserade bruk. Först de

senaste 5 – 10 åren har utvecklingen tagit rejäl fart och mikrocement har utvecklats till ett etablerat injekteringsmaterial. I dag finns det mikrocementkvaliteter som möjliggör att täta berg med högt ställda täthetskrav.

Förslag på mikrocementens indelning

Mikrocementens inträngnings- och tätningsförmåga är de enskilt viktigaste parametrarna. Därför föreslås att mikrocementen indelas i första hand efter dessa två egenskaper.

Kriteriet 1: Inträngningsförmåga.

Som det första kriteriet väljs inträngningsförmåga mätt med en standardiserad metod. Idag används filterpumpen som en inofficiell standard metod i Sverige. Man kan även överväga andra metoder som t ex NES eller sandkollon.

Kriteriet 2: Största partikelstorlek.

Som det andra kriteriet föreslås maximal kornstorlek, D_{max} (d_{95} alternativt d_{100}). Den specifika ytan är med dagens kunskap inte viktig. Det finns inget tydligt samband mellan specifik yta (mätt enligt blaine) och inträngnings- och tätningsförmåga.

Mikrocement för Injektering

Materialiet

Vanligen tillverkas mikrocementen av Standardcement (OPC), slagg, aluminatcement eller kombinationer av dessa. Dessa råmaterialgrupper är inte kvalitetsmässigt homogena grupper utan det finns en mycket stor spridning inom respektive grupp. Aluminatcement används vanligen som en accelererande tillsats till OPC cement. Vanligen blir ett sådan cement betydligt mer känslig för vct och temperatur variationer och kan bli mer svårstyrt. Finmald slagg används traditionellt för att öka inträngningsförmågan på mikrocementen. Vanligen får ett sådan slaggmodifierat mikrocement en mycket långsam avbindningstid.

Cementa har valt ett ovanligt råmaterialkoncept för sin tillverkning av mikrocement. Utgångsmaterialet är ett cement med mycket låg halt av C_3A ($3CaO \cdot Al_2O_3$) och Alkali. C_3A halten är på ca 2 vikts % och totala alkali (natrium och kalium) halten är $< 0,6$ vikts %. Dessa två komponenter reagerar snabbt och orsakar tidiga reaktioner som kan påverka inträngningen ogynnsamt. Genom att kraftigt begränsa dessa komponenter erhålls ett mikrocement med en mycket låg reaktivitet - upp till ca 45 minuter efter blandning. I kombination med den för mikrocement speciellt utvecklade malningstekniken ger det möjlighet att tillverka Ultrafin 16 och Injektering 30 med mycket goda inträngningsegenskaper.

Ur beständighets synpunkt ställs det krav på sulfatbeständigt injekteringsbruk när risk för förhöjda sulfathalter föreligger i grundvattnet.

Ur arbetsmiljö hänseende ställs det sedan decennier krav på kromatreducerade cement i de skandinaviska länderna. Krav på kromatreducerade bruk införs nu generellt i Västeuropa.

Krav på mikrocement

I Sverige ställs det idag krav på en dokumenterad inträngningsförmåga på i stort sett samtliga tunnelobjekt. Normalt föreskrivs sedan flera år tillbaka filterpumpen som utvärderingsinstrument och det ställs krav på passerade mängder bruk på filtervidder mellan 45 – 125 µm.

I övriga länder är denna typ av funktionskrav ovanligt. Det normala är att ställa krav på maximal kornstorlek och specifik yta. Ett vanligt synsätt är att det finns ett strikt samband mellan cementets finhet (D_{max} och Blaine) och injekteringspastans inträngningsförmåga (se kriteriet 2).

De senaste årens forskning och utveckling indikerar att så inte är fallet. De faktorer som påverkar injekteringsbrukets inträngnings och tätningsförmåga är mikrocementens kemiska egenskaper, kornfördelning, malningstekniken samt blandningsförfarandet och blandartyp

Tidiga dispergeringsförsök (Ref.2)

Tidigare gemensamma försök gjorda av Cementa och Atlas Copco har gjorts med standardstorleken av blandare Cemix 203.

I denna har blandats två sorters finmalen cement Ultrafin 16 och Injektering 30.

Blandarens arbetssätt och brukets sammansättning har varierats.

Utvärderingen har gjorts med tonvikt på filterstabiliteten.

Slutsatser av tidigare försök.

Från dessa dispergeringsförsök så kunde vi påvisa att för Ultrafin 16 hade ett högre varvtal (1750 rpm) och en förlängning av blandningstiden från två till fyra minuter och från fyra till sex minuter en förbättrad och positiv inverkan på filterstabiliteten .

Däremot kunde inte en större förändring påvisas för Injektering 30.

-Dagens specifikationer för blandning av injekteringspasta är inte alltid tillräckliga.

-Sprickvidder av 75 mikrons storlek kan injekteras med en optimal tillredning av ett bra mikrocement

-Cemix 203's varvtal och blandningstid är väsentlig för Ultrafin 16 cementens inträngningsförmåga (filterstabilitet).

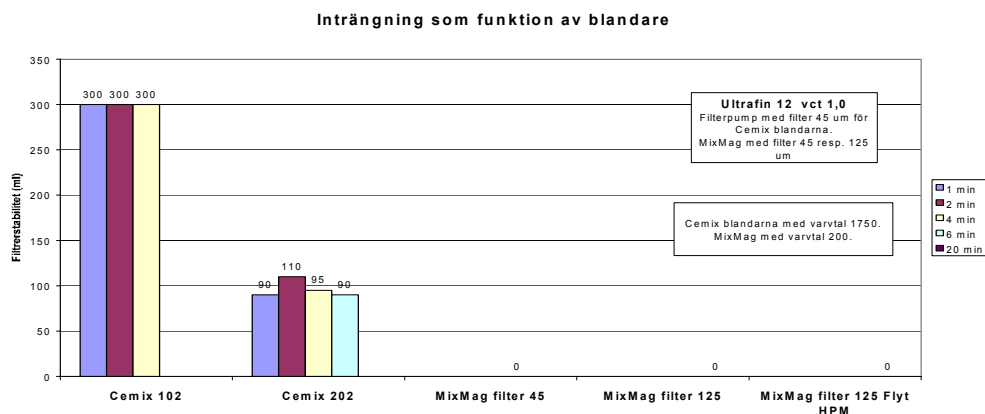
- Ultrafin 16 kräver större blandarinsats än vad Injektering 30 gör.

Fortsatta försök (ref 8).

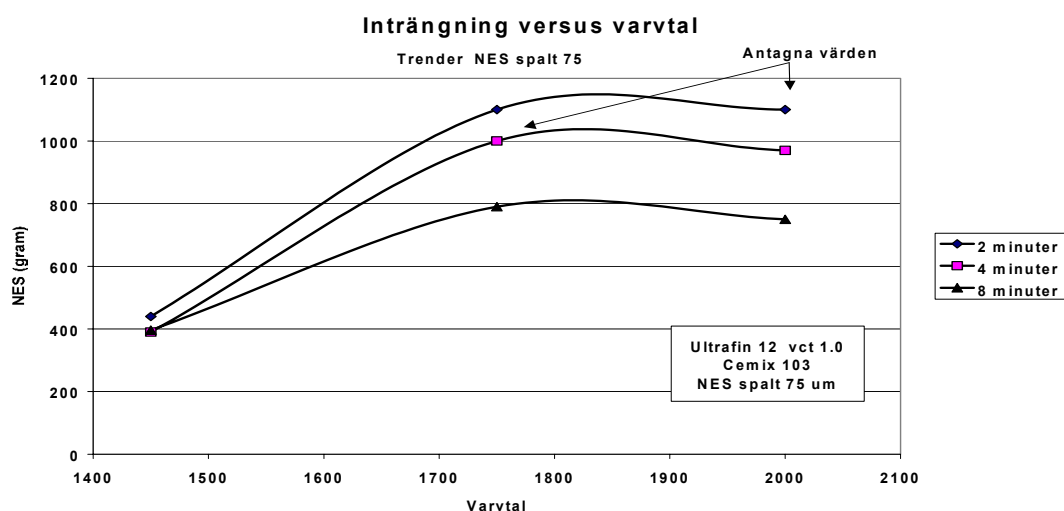
I denna fortsatta försöksomgång utvidgades försöken med flera cementsorter och blandar typer. Provningarna kompletterades med mikrocementet Ultrafin 12 och injekteringsblandaren Cemix 103.

Jämförelse har gjorts mellan olika typer av blandares förmåga att dispergera mikrocementet Ultrafin 12. Blandarens arbetssätt och brukets sammansättning har varierats.

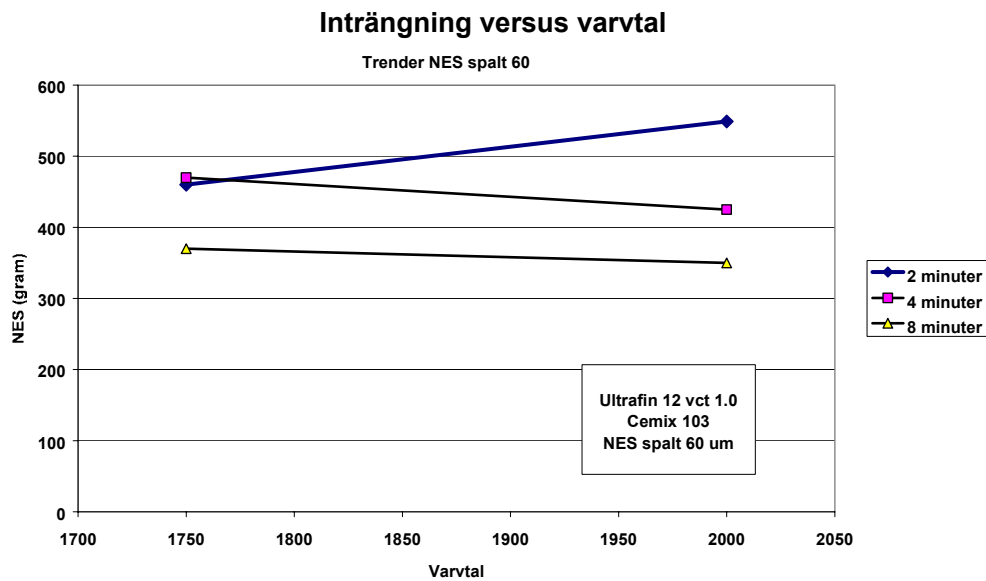
Utvärderingen har gjorts med tonvikt på injekteringsbrukets inträngningsförmåga mätt med NES apparaten och filterpumpen.



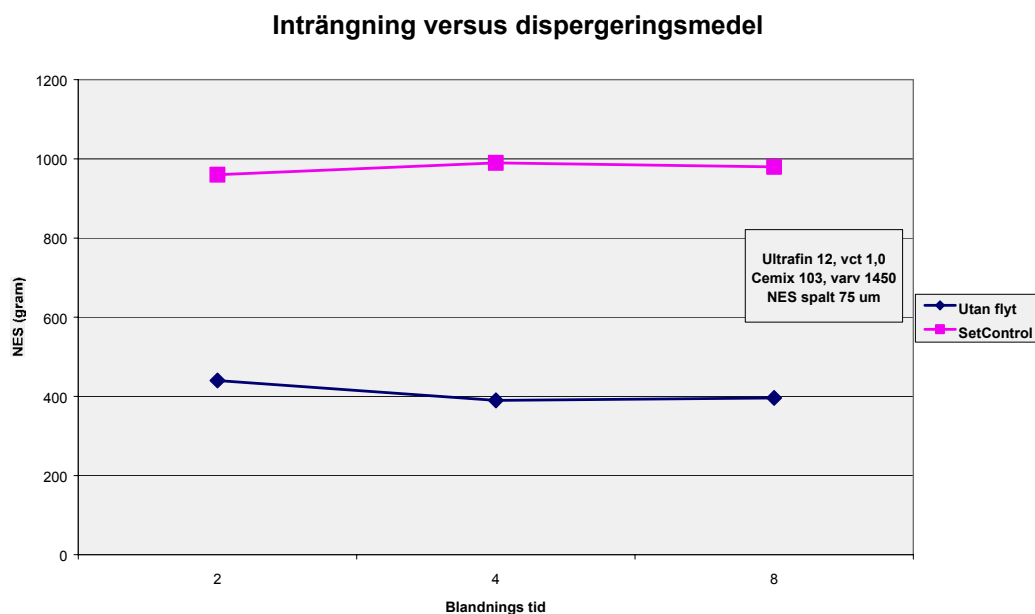
Figur 3. Blandarens effektivitet är av mycket stor betydelse för dispergering av mikrocement. Två olika hög-hastighets blandare av kollodialtyp ger helt olika dispergerings resultat av mikrocementet Ultrafin 12. Blandaren Cemix 102 är väsentligt bättre än Cemix 202. Paddelbladare (Mix Mag) är helt ”oduglig” och förmår ej dispergera Ultrafin 12 över huvudtaget.



Figur 4. Blandarens varvtal och blandnings tiden tycks vara helt avgörande för en god dispergering av Ultrafint cement. För lång blandnings tid i kombination med högt varvtal är negativt för injekteringsbrukets inträngning.



Figur 5. Försöken i extremt fina spaltöppningar indikerar att blandning med höga varvtal under korta tider ger den effektivaste dispergeringen



Figur 6 Försöken indikerar att en effektiv blandare kan dispergera ett extremt finmalt Ultrafint cement vid lägre varvtal om det kombineras med ett anpassat dispergeringsmedel. Tidigare försök indikerar dock att dispergeringsmedel inte förmår att dispergera ultrafint cement i en sämre blandare.

Sammanfattning av de fortsatta försöken efter 2003 års försök

Försöken tyder på att traditionella paddelblandare är helt odugliga till att blanda injekteringsbruk baserad på mikrocement.

Högeffektiva blandare av kollodial typ är nödvändiga för att dispergera mikrocement. Dock tycks det vara mycket stora skillnader i dispergeringen av mikrocement mellan olika typer av höghastighets blandare, trots att det till synes är små skillnader mellan dem.

Blandartyp, blandningshastighet och blandningstiden måste anpassas till cementsort för att mikrocementen skall dispergeras och injekteringsbruket förmås ge den inträngning som förväntas.

Ju mer finmalet mikrocementet är desto kraftigare blandningsinsats krävs.

Dock bör den kraftiga blandningsinsatsen noggrant styras (begränsas) eftersom överblandning ger försämrade inträngningsförmåga.

Erfarenheterna är baserade på Atlas Copco Craelius höghastighets blandare och Cementa AB, s mikrocement

Försöken indikerar att

- Cemix 102 är effektivare än Cemix 202 som är effektivare än Cemix 402
- Injektering 30 är mer lättblandad än Ultrafin 16 som i sin tur är mer lättblandad än Ultrafin 12.
- Injektering 30 är lättblandad och kan blandas med samtliga Cemix blandare och med varvtal > 1435.
- Ultrafin 16 kräver blandarna Cemix 102 eller Cemix 202 med varvtal 1750
- Ultrafin 12 kräver blandaren Cemix 102 med varvtal 1750

Referenser

1. Stille H.,(2001). Grouting research work and practical application.4th Nordic Grouting Symposium. Svebefo rapport 55 .Stockholm.
2. Hjertström S., Pettersson S-Å. (2003). Ny kunskap vid dispergering av mikrocement. Bergsprängningskommitteen 2003 .
3. Europenormen EN 12715:2000.
4. Pettersson S-Å. Molin H. (1999). Grouting and Drilling for grouting. Atlas Copco Craelius AB Märsta.
5. Betonghandboken Material, utgåva 2. Kapitel 2 (1994), Svensk Byggtjänst och Cementa AB.
6. Filtreerstabilitet enligt Vattenfalls standard, VU-SC:27 som är likvärdig med Europa standarden prEN14497.
7. Filtreerstabilitet enligt Cementas internstandard, DH – metod 04, NES metod – mätning av injekteringsförmåga.
8. Blandarens betydelse för injekteringspastans egenskaper. Hjertström S., Pettersson S-Å. Cementas injekterings konferens 2004.

VAL AV PROVNINGSMETOD OCH PROVNING AV INJEKTERINGSBRUK I PRAKTIKEN

Choice of grout testing method and testing in practice

Thomas Dalmalm, NCC AB

Thomas Janson, Tyréns AB

Sammanfattning

Provning och kontroll av injekteringsbruk kan utföras på många olika sätt. Rätt metod ger relevanta resultat till en rimlig kostnad, fel metod kan ge motsatsen. I denna artikel diskuteras vilka provningsmetoder som skall användas för att prova ut och kontrollera injekteringsbruk. Vidare ges även ett förslag på ett arbetssätt för att komma fram till lämpliga provningsmetoder. En stor mängd provningsmetoder presenteras och grupperas avseende sökta bruksegenskaper samt i vilket skede de är lämpliga att använda. För att illustrera valet av provningsmetod ges mot slutet av artikeln ett exempel på hur det föreslagna arbetssättet kan tillämpas.

Summary

Testing and control of grout can be performed with a large variety of methods. A correct set up of methods will give relevant information for a reasonable cost. In this article the choice of grout testing methods for initial laboratory analysis and for field tests are discussed. Further a methodology to choose grout testing method is presented. A large number of grout testing methods are presented and sorted regarding the specific testing situation and the evaluated grout parameters. In the end of the article an example is given to illustrate the methodology to choose grout testing method.

1 Inledning

En lyckad tätning av berg genom injektering är beroende av ett antal faktorer varav ”rätt” injekteringsmedel är en av många. Det ”rätta” injekteringsmedel skall innan och under tätningsarbetet kontrolleras så att eftersökta eller förprovade bruksegenskaper erhålls samt bekräfta att eftersökta bruksegenskaperna är de riktiga för projektet. Detta kan göras på olika sätt och i olika omfattning beroende på ambition och projektförutsättningar. Vilka provningsmetoder och i vilken omfattning de används i fält eller beskrivs i handlingar är mycket varierande och tycks oftast väljas från argumentet ”brukar användas”.

Idag är det inte ovanligt att ett stort antal provningsmetoder föreskrivs för att i fält verifiera bruksegenskaperna. Syftet är givetvis att kontrollera det injekteringsbruk som går in i berget, men tyvärr blir effekten oftast nästan det motsatta. Uppmätta bruksparametrar är komplicerade att utvärdera. Att i fält tillhandahålla en organisation som kan fokusera på att utvärdera en stor mängd komplicerade injekteringsparametrar är sällsynt. Flera av de provningsmetoder som ibland föreskrivs är svåra att hantera i fält och kräver dessutom en operatör som har mycket stor vana av provning. Förhållandena i fält är annorlunda mot de kontrollerade miljöer som erbjuds i laboratorium. I fält skall personalen under varierande ljus och temperaturförhållanden dels sköta injekteringen och dels sköta provtagning av injekteringsbruket. Att under fältförhållanden utföra komplicerade bruksprovningar vars resultat inte heller alltid följs upp kan ge otillförlitliga bruksparametrar. Personalen som utför provningarna har heller inte alltid fått information om syftet med provningarna vilket kan ge en låg motivationsnivå och ibland slentrianmässiga bruksparametrar.

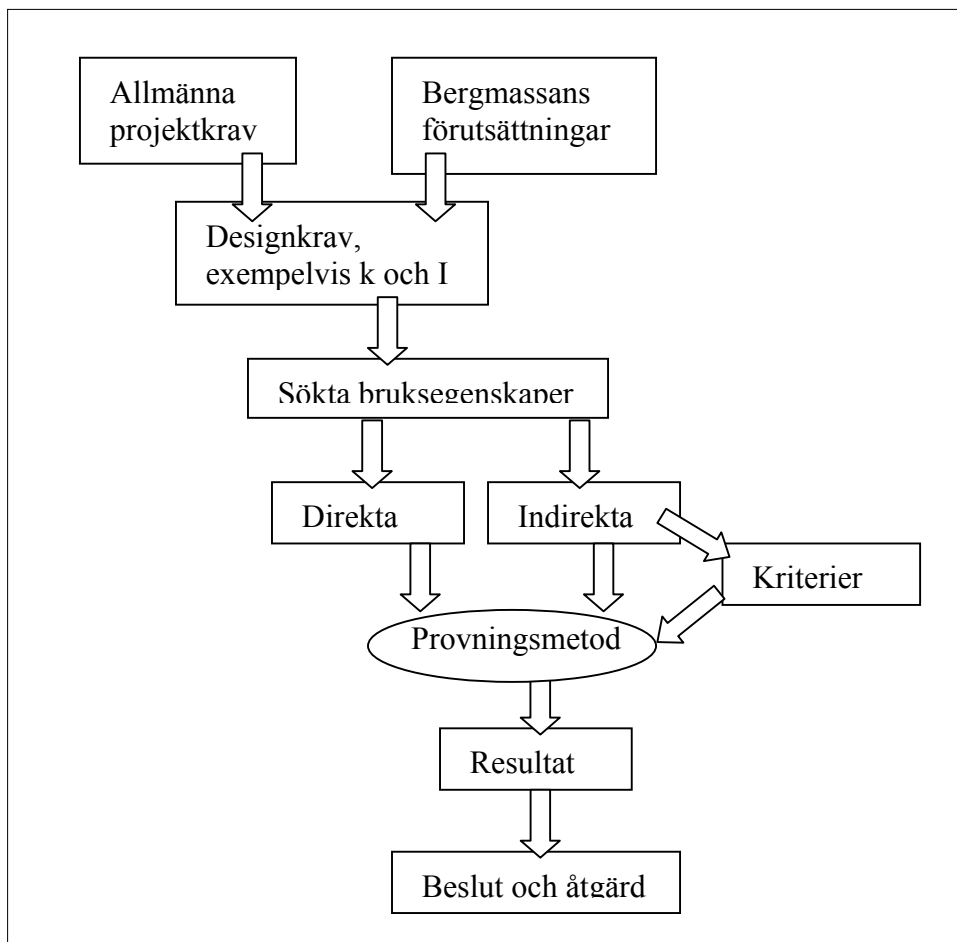
Att använda rätt provningsmetod vid rätt tillfälle skapar istället engagemang hos den provtagande personalen och ger möjlighet till korrekta analyser av det bruk som gått in i berget.

Syftet med denna artikel är att ge en vägledning i valet av en för situationen lämplig provningsmetod för cementbaserade injekteringsbruk.

I artikeln beskrivs först kortfattat ett generellt arbetssätt för att hitta rätt provningsmetoder för ett specifikt projekt, därefter vilka provningsmetoder som kan vara aktuella och slutligen ett exempel på val av provningsmetoder, resultat och åtgärder. Artikeln avslutas med några diskussionspunkter kring injekteringsbruk och provningsmetoder.

2 Arbetssätt vid val av provningsmetod

För att kunna välja rätt provningsmetod bör ett antal steg först genomarbetas. De föreslagna stegen i denna artikel är baserade på den metodik som redovisas för injekteringsprocessen i allmänhet av Eriksson & Stille (2005). I figur 1 ges de olika föreslagna stegen och arbetssättet för valet av provningsmetod samt hur provningarnas resultat skall kopplas till ett beslut om eventuella åtgärder.



Figur 1 Föreslaget arbetssätt avseende val av provningsmetod samt beslut om eventuell åtgärd kopplad till provningsresultat.

Suggested work procedure to choose testing method and possible action due to testing result.

Bearbetningen av de olika stegen kan göras mer eller mindre omfattande beroende på projekt men bör alltid dokumenteras så att en uppdatering kan utföras under projektets gång. På så sätt kan provningen optimeras vartefter nya erfarenheter och kunskaper om projektet erhålls.

Nedan beskrivs kortfattat de olika stegen fram till provningsmetod.

Allmänna projektkrav:

Vilka speciella projektkrav gäller? Projektkraven utgörs normalt av tre huvudtyper: miljökrav, funktionskrav samt arbetsplatskrav (Lindblom et al, 1999). Valet av provningsmetod kopplas i huvudsak mot miljökrav (grundvattennivå) och funktionskrav (torrhet, underhåll/drift och beständighet).

Bergmassans förutsättningar:

Vilka är de rådande förutsättningarna? Svaren på detta resulterar i en mer eller mindre omfattande beskrivning av bergmassan med dess bergarter och bergtäckning, sprickor/zoner samt vattenförhållande.

Designkrav:

Projektkraven och bergmassans förutsättningar skall resultera i ett så kallat designkrav. Basparametrarna i designkravet är i huvudsak tätningens nödvändiga konduktivitet (K) och utbredning (I). Två andra vanliga designkrav kan vara härdningstid och beständighet.

Sökta bruksegenskaper:

De prioriterade bruksegenskaperna för projektet skall baseras på designkraven. Ett antal önskvärda tekniska bruksegenskaper för injekteringsbruken identifieras för att uppnå designkraven och kan normalt indelas i tre huvudgrupper:

1. Inträngningsförmågan, dvs. brukets förmåga att penetrera en viss sprickvidd utan att bilda en så kallad plugg och brukets strömningsegenskaper.
2. Fyllnadsgrad, dvs. brukets förmåga att fylla ut sprickornas hålrum.
3. Härdning/hållfasthetstillväxt, dvs. brukets hållfasthetstillväxt med tiden.

Direkta (sökta egenskaper):

Sökta egenskaper som kan bestämmas direkt är:

- Densiteten
- Skjuvhållfastheten och dess tillväxt
- Separationsstabiliteten

Indirekta (sökta egenskaper):

- Penetrationsförmågan, dvs förmågan att tränga in i smala sprickor
- Strömningförmågan, dvs. brukets flytgräns och viskositet.
- Fyllnadsgraden, som vanligtvis kopplas samman med resultat från separationsstabiliteten, volymändring/krympning samt densiteten

Kriterier för indirekta egenskaper:

- För penetrationsförmågan behövs en utvärderingsmetodik. En princip för utvärdering är den som bland annat beskrivs i Eriksson & Stille (2005)
- För fyllnadsgraden behövs även kriterier för vilken mätmetod och utvärdering som skall användas.

3 Provningsmetoder

Den allmänna diskussionen kring relevanta provningsmetoder för injekteringsbruk har sin grund bland annat i projekthandlingar som för situationen föreskriver både mer och mindre relevanta provningsförfaranden. I vissa fall beskrivs rent omöjliga situationer där både receptet och receptets egenskaper är specificerade till kravnivåer som ibland inte går att kombinera.

För ett normalt injekteringsprojekt kan bruksprovningen delas in i fem olika skeden:

1. **Förprovning i laboratorium**
Mer omfattande provning där ett större antal bruksblandningar provas med olika provningsmetoder för att hitta de för projektet efterfrågade egenskaperna.
2. **Förprovning i fält**
Syftar till att verifiera att det går att reproducera de i laboratorium uppnådda egenskaperna med fältutrustning och under fältmässiga förhållanden.
3. **Löpande kontroll i fält**
Enkel provning som syftar till att verifiera att de från fält förprovade egenskaperna också är de som injekteras i bergmassan.
4. **Kontroll vid cementleverans**
Syftar till att verifiera egenskaperna på levererad cement och jämföra med förprovade värden.
5. **Optimeringsprovning/särskildprovning**
Syftar till en utökad kontroll i fält för att mer i detalj verifiera egenskaperna och om möjligt optimera blandningarna. Särskild provning kan påkallas om situationen av olika orsaker kräver det

Det finns idag ett stort antal provningsmetoder för injekteringsbruk. En del metoder har ärvts från betongindustrin och andra har specifikt utvecklats för att mäta efterfrågade egenskaper hos injekteringsbruket. För att kunna dimensionera injekteringen behöver brukets inträngningsförmåga och brukets egenskaper efter inträngning vara kända för alla situationer. Detta går tyvärr inte att mäta, varför vi istället väljer att mäta egenskaper som på olika sätt och med olika relevans beskriver brukets inträngningsförmåga och egenskaper efter inträngning för några situationer.

Dagens provningsmetoder har kommit en bra bit på vägen, men fortfarande finns en diskrepans mellan provningsmetod och verklighet. Metoderna kan dock med fördel användas för att jämföra mellan olika bruksblandningar.

Tabell 1 Kända provningsmetoder för injekteringsbruk och dess relevans för injektering.
Known testing methods for grout mix and their relevance on grouting.

Provningsmetod	Rekommenderas	Storhet som mäts	Egenskap som söks
Filterpump (VU-SC:27)	Ja	Volym/ nätvidd	Inträgningsförmåga - penetrationsförmåga
NES – apparat (Sandberg, 1997)	Ja	Volym/ spaltvidd	Inträgningsförmåga - penetrationsförmåga
Sandkolontest (NF P 18 891)	-	Stighöjd i sand	Inträgningsförmåga - penetrationsförmåga
Spalttest (Bogdanaoff, 1990)	-	Längd	Inträgningsförmåga - penetrationsförmåga
Reometer, cylinder eller platta	Ja	Vridmoment	Inträgningsförmåga, strömningsegenskaper
Stigrör (Håkansson, 1993)	-	Längd	Flytgräns
Marshkon, (Kutzner 1996)	Ja	Tid	Inträgningsförmåga, strömningsegenskaper
Filterpress (Eriksson & Stille, 2005)	Ja	Volym	Inträgningsförmåga - penetrationsförmåga
Filtersten (API)	-	Volym	Separation
Separation ¹	Ja	Volym	Separation
Mudbalance (Eriksson & Stille, 2005)	Ja	Kg/m ³	Densitet
Fallkon, (SS 02 71 25)	Ja	Längd	Skjuvhållfasthet
Vicat (SS-EN-196-1)	-	Längd	Bindetiden
Tryckpress (SS-EN 445 [30])	-	Kraft	Tryckhållfasthet
Vattentäthetsbädd	-	Volym	Vattentäthet
Yield stick, (Axelsson & Gustafson, 2006)	Ja	Längd	Flytgräns
Muggtest	Ja	Tid	Hållfasthetstillväxt

¹För provning av separation tillämpas idag flera olika standarder; Svensk standard, Europeisk standard samt separation enligt KTH-metoden. De väsentligaste skillnader mellan mätmetoderna är mätcylinderns höjd, tid för avläsning och gränsvärde för separation. Vilken som är mest relevant och vilka kriterier och tolkningar som skall användas kan diskuteras.

Förprovning i laboratorium

Förprovning i laboratorium syftar till att ge ett antal möjliga bruksrecept som uppfyller designkraven. I laboratorium kan i princip alla provningsmetoder tillämpas varför valet av provningsmetod styrs av sökta bruksparametrar som i sin tur styrs av designkraven.

Normalt bör ett injekteringsprojekt alltid inledas med förprovning i laboratorium. Om nyligen förprovade bruksegenskaper redan finns framtagna eller om det planerade injekteringsprojektet är av liten omfattning, kan givetvis förprovningen i laboratorium uteslutas eller ersättas med fältprovning. Man skall dock beakta att cement är en naturprodukt med naturligt varierande egenskaper som kontinuerligt förändras av cementleverantören för att optimera dess egenskaper. En ny provning kan mycket väl resultera i andra bruksegenskaper jämfört med en tidigare utförd förprovning, vilket måste beaktas när beslut fattas baserat på tidigare utförda bruksprovningar.

Provningsmetoder som lämpar sig för laboratorium är:

- Filterpump
- NES - apparat
- Reometer, cylinder/platta
- Marshkon
- Filterpress
- Separation
- Mudbalance
- Fallkon
- Yield stick
- Muggtest

Att notera är att från dessa provningsmetoder skall de för projektet lämpligaste väljas ut, dvs. alla provningsmetoder är oftast inte motiverade i ett projekt.

Förprovning i fält

Bruksegenskaper erhållna med den utrustning och miljö som återfinns i ett laboratorium är av naturliga orsaker olika från de egenskaper som erhålls om samma blandning tillreds i fält. Dessa skillnader har tidigare belysts i litteraturen (Dalmalm 2004, Hjertström & Pettersson 2003). För att verifiera att de från laboratorium erhållna bruksegenskaper inom rimliga gränser går att reproducera i en fältmiljö bör de valda bruksrecepten förprovas i fält. En faktor som ofta leder till olika provningsresultat är temperaturen. Vi vet att bergmassan i Sverige normalt har en temperatur kring 6-9 grader. Detta är viktigt att kontrollera under såväl laboratorie- som fältprovningen.

Provningsmetoder som lämpar sig för förprovning i fält är samma som för laboratorium.

Löpande kontroll i fält

Den löpande kontrollen syftar till att verifiera vilket bruk som i praktiken går in i berget. Kontrollen får inte vara för omfattande. En för omfattande löpande kontroll i fält är kostsam och riskerar att bli slentrianmässig särskilt om uppföljningen av rapporterade bruksegenskaper är låg. Ett bra alternativ är därför att minska antalet egenskaper som kontrolleras genom löpande kontroll i fält och istället införa Optimeringsprovning eller särskild provning med vissa intervall.

Provningsmetoder som lämpar sig för löpande kontroll i fält är:

- Filterpump
- Yield stick
- Marshkon
- Separation
- Mudbalance
- Muggtest

Även här är alla provningsmetoder oftast inte motiverade i ett projekt.

Till dessa provningsmetoder skall omfattning och gränskriterium ställas och motiveras.

Kontroll vid cementleverans

Genom att prova bruket vid cementleverans erhålls en god kontroll på levererad cement och cementens inneboende naturliga variation. Det finns flera fördelar med att flytta delar av kontrollen från injekteringstillfället i tunneln till cementleveranstillfället.

Leveranskontrollen kan utföras i ett fältlaboratorium, vilket erbjuder mer kontrollerade förhållanden än i tunneln under injektering. Genom att flytta delar av kontrollen från injekteringstillfället till leveranstillfället så flyttas kontrollen bort från projektets kritiska linje (då injektering normalt är en tidskritisk faktor).

Provningsmetoder som lämpar sig att utföras vid cementleverans är:

- Fallkon
- Muggtest

De egenskaper som bör provas vid cementleverans skall vara kopplade till cementen och inte till blandningsutförandet, vilket motiverar användandet av metoder som mäter t ex cementens hållfasthetsutveckling. I viss mån skulle även metoder som mäter brukets penetrationsförmåga kunna motiveras då penetrationsförmågan är beroende av cementets kornfraktionskurva. Eftersom penetrationsförmågan även beror av blandningsutförandet bör metoder som mäter brukets penetrationsförmåga ha lägre prioritet vid cementleverans.

Optimeringsprovning/särskild provning

Optimeringsprovning/särskild provning syftar till en utökad kontroll i fält för att mer i detalj verifiera egenskaper och om möjligt optimera bruksblandningarna. Även helt nya bruksblandningar kan provas. Genom att minska antalet löpande kontroller (vilka ibland har en låg tillförlitlighet) och istället lägga till optimeringskontroller vid vissa intervall, erhålls mer tillförlitliga mätvärden som grund för optimering och uppföljning.

Särskild provning kan också komma ifråga då injektering sker där kraven av olika orsaker är höga. Genom att specificera särskild provning där så erfordras, på samma sätt som för optimeringsprovning, fås mer tillförlitliga bruksegenskaper samtidigt som total kostnaden för provningen hålls nere.

Provningsmetoder som lämpar sig för optimeringsprovning/särskild provning är:

- Filterpump
- NES – apparat
- Reometer, cylinder/platta
- Filterpress
- Separation
- Fallkon
- Yield stick

4 Exempel på val av provningsmetoder och provningsresultat

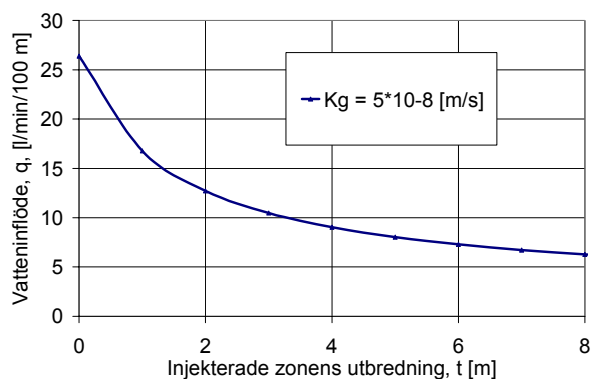
För att illustrera föreslaget arbetssätt redovisas här ett exempel på en tätningssituation där ett bruk med för situationen lämpliga egenskaper skall väljas och verifieras.

1. Allmänna projektkrav och bergmassans förutsättningar

Tunneln som skall byggas är cirkulär med en radie på 6.5 meter. Bergmassan som skall tätas är en ytligt belägen kulle där bergtäckning är 10 meter och bergspänningarna är låga. Detta ger ett öppet spricksystem som eventuellt har kontakt med markytan. Sprickvidderna är mellan 0.2 och 1.0 mm med en medelvidd kring 0.5 mm. Bergmassans konduktivitet är i storleksordningen $1.0 \cdot 10^{-6}$ [m/s]. Kraven på inläckage är måttliga 10 liter/min, 100m.

2. Designkrav

För denna bergmassa kommer brukets penetrationsförmåga inte att vara dimensionerande, utan snarare kravet att få stopp på bruket innan det når markytan. Den injekterade zonens konduktivitet beräknas till ca $5 \cdot 10^{-8}$ m/s. Beräknat inflöde ger ett krav på den injekterade zonens utbredning på ca 4 meter, se Figur 2.



Figur 2 Beräknat inflöde efter injektering som funktion av den injekterade zonens utbredning (t) och täthet (K_g), (ekvation 6-1, Eriksson & Stille 2005).
Calculated inflow after grouting as a function of the extension of the grouted zone.

Inläckagekravet och bergmassans förutsättningar ger en krav på tätningseffekt på 61 %. För den beskrivna bergmassan ger det att sprickvidder ner till 0.4 mm behöver tätas.

3. Sökta bruksegenskaper

Det ytliga läget i kombination med ett måttligt inläckagekrav ger oss att det räcker med att täta de grova och medelfina sprickorna för att klara inläckagekravet. Detta beräknades till sprickor ner till 0.4 mm. För att klara att täta dessa säger oss erfarenheten att vi med Filterpressen måste ha ett bruk med ett $\sim b_{crit} < 300 \mu m$. Dessutom söker vi ett bruk med begränsad inträngningsförmåga för att inte riskera onödig bruksspridning. Lämplig flytgräns är därför ca 5 Pa baserat på $I_{max} = \Delta p \cdot b / (2 \cdot \tau_0)$. De injekterade volymerna per injekteringshål kommer att bli låga för att inte ge för stor spridning, detta gör att vi kan välja ett bruk som hårdar fort för att på så sätt få kortare väntetider. Något krav på

separationsstabilitet för att undvika separation i injekteringshålet finns inte då valt injekteringskoncept bygger på användandet av flera bruk, där varje injektering avslutas med ett Stoppbruk som förhindrar separation i injekteringshålet.

4. Provningsmetod

Valda provningsmetoder för att hitta sökta bruksegenskaper i laboratorium är:

- Reometer som ger flytgränsen.
- Filterpress som ger oss b_{crit} värdet samt Filterpump som ger oss ett referensvärde till förprovning i fält.
- Fallkon som ger oss skjuvhållfasthetstillväxten

Valda provningsmetoder för förprovning i fält är:

- Reometer som ger flytgränsen samt Yield stick som ger referensvärden till den löpande kontrollen
- Filterpump, för att verifiera mot undersökningar i laboratorium
- Mudbalance som referensvärde till den löpande kontrollen
- Fallkon som ger oss skjuvhållfasthetstillväxten samt Muggtest som ger referensvärden till den löpande kontrollen

Valda provningsmetoder för löpande kontroll i fält är:

- Yield stick, kontroll av flytgräns
- Muggtest, kontroll av hållfasthetstillväxt
- Mudbalance, kontroll av blandningskvalité

Valda provningsmetoder vid cementleverans är:

- Fallkon, som syftar till att verifiera hållfasthetstillväxten

5. Resultat

Den inledande undersökningen i laboratorium gav nedanstående bruksegenskaper presenterade i Tabell 2.

Tabell 2 Exempel på bruksegenskaper från undersökning i laboratorium.
An example of grout mix properties from examination in laboratory.

Bruk	vct	Filter pump [ml]	Flytgräns 10 min [Pa]	b_{min} 10 min [μ m]	b_{crit} 10 min [μ m]	Skjuvhållfasthet 45 min [kPa]	1tim [kPa]	2tim [kPa]	4tim [kPa]
Bruk A	1,1	300	0,09	39	76	<0,05	<0,05	<0,05	6
Bruk B	1,5	300	1,25	70	128	<0,05	6	9	16
Bruk C	1,5	300	3,27	41	109	<0,05	<0,05	<0,05	0,2
Bruk D	0,7	200	6,18	102	277	<0,05	<0,05	0,08	32

Bruk D uppfyllde samtliga designkrav vid undersökningar i laboratorium (Tabell 2) och gick vidare till förprovning i fält.

Tabell 3 Exempel på bruksegenskaper från förprovning i fält.
An example of grout mix properties from field pre-testing.

Bruk	Mud balance	Filter pump	Flytgräns 10 min	Yield stick	Skjuvhållfasthet 45 min	1tim	2tim	4tim	Mugg test
	ton/m ³	ml	Pa	Pa	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	> 2 kPa
Bruk D	1,63	240	5,17	6,0	<0,05	<0,05	0,06	17	3,5 timmar

Bruk D uppfyller designkraven även vid förprovningen i fält och väljs vid tätningsarbetet.

6. Beslut och åtgärd

Beroende på resultaten från den löpande provningen görs olika beslut och åtgärder.

Följande beslut och åtgärder kunde vara lämpliga i exemplet:

- Visar muggtesten längre härdningstid så förlängs väntetiden med motsvarande tid.
- Visar både Mudbalance och Yield stick avvikande värden skall injekteringen avbrytas och orsaken utredas. Injekteringen återupptas då riktvärdena kan uppnås.
- Visar Mudbalance avvikande värde skall orsaken analyseras och vara utredd innan nästa injekteringsomgång kan inledas. Därtill kompletteras bruksprovningen med filterpumptest för denna injekteringsomgång.
- Visar Yield stick för höga flytgränser, borras kompletterande injekteringshål.
- Visar Yield stick för låga flytgränser, skall injekteringstrycket sänkas och markytan kontrolleras med avseende på ytläckage av injekteringsbruk.

5 Diskussion

Här följer några förslag med fokus på injekteringsbruk som skulle kunna förbättra tätningsarbetet:

- Injekteringsarbetet skall sättas i relation till de projektspecifika kraven och prioriterade bruksegenskaper definieras.
- Baserat på de projektspecifika prioriterade bruksegenskaper väljs lämpliga provningsmetoder för injekteringsbruk. Ofta går det att ta fram bruksegenskaperna genom flera olika metoder, det är då viktigt att tänka på att metoden skall vara anpassad efter situationen. Det är t ex mindre lämpligt att använda en reometrar i tunnelmiljö, då utrustningen idag inte lämpar sig för fältmiljö. Från en inledande studie av bruksegenskaper till löpande kontroll i fält bör det finnas en röd tråd som gör det möjligt att verifiera brukets egenskaper från ett skede till ett annat. Vad gäller t ex brukets hållfasthetstillväxt, kan man redan i laboratorium utföra enkla muggtest, som sedan finns kvar även under den löpande kontrollen i fält.
- För att erhålla goda bruksprovningresultat bör all personal som skall arbeta med injektering informeras om utförandet av provningsmetoderna, motivet till provningarna, vilka kriterium som gäller, hur resultaten följs upp samt vilka åtgärder som gäller vid eventuella avvikelser från uppställda kriterium.

- Beroende på de projektspecifika kraven kan fler än ett injekteringsbruk behöva användas. Som exempel kan injekteringen inledas med att en mindre mängd **Startbruk** injekteras för tätning av de fina sprickorna ($\sim < 0,1$ mm). För Startbruket är inträngning är en prioriterad egenskap och separation av bruket är oftast mindre betydelsefull. Vidare eftersträvas en låg flytgräns för att kunna bibehålla injekteringstrycket långt in i sprickan. Efter att en definierad mängd startbruk injekterats fortsätter injekteringen med ett **Tättningsbruk** för att täta de medelfina sprickorna ($\sim 0,1-0,4$ mm). För tättningsbruket är generellt en låg flytgräns att prioritera, medan hållfasthetstillväxten är en underordnad egenskap. Efter en definierad mängd tättningsbruk avslutas injekteringen med ett mer snabbhårdade **Stoppbruk** med mycket låg separation för att förhindra att nya läckagevägar skapas i injekteringshålen.

6 Referenser

- AXELSSON, M., GUSTAFSON, G., (2006), A robust method to determine the shear strength of cement-based injection grouts in the field, Tunnelling and Underground Space Technology (under tryckning).
- BOGDANOFF, I., (1990), Fintätning av berg – inträngningsförsök i smala spalter och sand med polyuretanprodukter och injekteringscement, Rapport B90:1, CTH, Göteborg.
- DALMALM, T., (2004), Choice of Grouting Method for Jointed Hard Rock based on Sealing Time Predictions, Doctoral Thesis, KTH, Stockholm.
- ERIKSSON, M., STILLE, H. (2005), Cementinjektering i hårt berg, SveBeFo rapport K22, SveBeFo, Stockholm.
- HJERTSTRÖM, S., PETTERSSON, S. Å., (2003), Ny Kunskap vid Dispergering av Microcement, ISSN 0281-9783, Protokoll från BK Diskussionsmöte, Stockholm.
- HÅKANSSON, U., (1993), Rheology of fresh cement based grouts. Avd Jord- och Begmekanik, KTH, Stockholm.
- LINDBLOM, U., ALBERTSSON, A., SJÖHOLM, A. (1999). Krav på injektering vid tunnelbyggande. Rapport B 1999:5, CTH, Göteborg
- KUTZNER, C., (1996), Grouting of rock and soil, Balkema, Rotterdam/Brookfield, ISBN 90 5410 634 4.
- SANDBERG, P., (1997), NES-metod för mätning av injekteringsbrukets inträngningsförmåga, Svensk Bergs- och brukstidning, 5-6/97.

SEALING WITH SILICA SOL IN THE TÖRNSKOG TUNNEL; DESIGN, EXECUTION AND EVALUATION

Tätning med silica sol i Törnskogstunneln; design, utförande och utvärdering

*Johan Funebag, GEO, Chalmers tekniska högskola
Gunnar Gustafson, GEO, Chalmers tekniska högskola*

Summary

A full-scale grouting test with silica sol in the Törnskog Tunnel, was conducted in spring 2005. The tunnel is a part of the Nordlänken project north of Stockholm. This test is the first time that silica sol has been used in full production of a tunnel in hard rock. The project was initiated by National Road Administration, Oden Anläggningsentreprenad and AB BESAB. A new concept of grouting was designed based on the standard methods for characterisation of the rock mass. A distribution curve of the presumed hydraulic apertures was computed and apertures down to $14\text{ }\mu\text{m}$ needed to be sealed to cope with the demands. Because of the narrow fractures, silica sol with the brand name Meyco MP320 was chosen as the grouting agent. Two types of grout fans were used. One in accordance with the traditional grouting and used in good rock quality. The other type fan was based on the characterisation and used in poor rock quality. The results of the grouting showed that 8 out of totally 9 grouting fans were successful. The objective for this field test was to limit the inflow of water to the tunnel corresponding to value of the transmissivity of $3.2 \cdot 10^{-7}\text{ m}^2/\text{s}$ for the grouted section of 100 m. After grouting the achieved transmissivity was less than $6.2 \cdot 10^{-7}\text{ m}^2/\text{s}$ corresponding to a hydraulic conductivity of around $6 \cdot 10^{-9}\text{ m/s}$ in the grouted zone. A conclusion is that the technique of grouting is very important and more effort needs to be done regarding the grouting time. The results of the drip characterisation in the tunnel shows that in the silica sol grouted part, a total of 5 drips are located with a total wet area of 15 m^2 , whereas for the same part for the cement grouted tunnel the number of drips is 14 with a total area of 444 m^2 .

Sammanfattning

Ett fullskaligt injekteringstest utfördes våren 2005 i Törnskogstunneln som är en del av Nordlänkenprojektet i Stockholm. Testet utfördes under en 100 meters sträcka i ett av tunnelrören. Ett nytt koncept på injektering baserat på karaktiseringen av bergsmassan användes. Silica sol med produktnamnet Meyco MP 320 användes. Detta är det första testet med silica sol under full produktion av en tunnel i hårt berg. Initiativet till att använda silica sol togs av Vägverket, Oden anläggningsentreprenad samt AB BESAB.

Injekteringsdesignen baserades på de standardtester som normalt görs vid tunnelbyggande. Dessa användes för att ta fram en fördelning över de förväntade

hydrauliska sprickvidderna. Kravet på inläckaget till tunneln ($2 \text{ l/min} \cdot 100\text{m}$) gav att sprickvidder ner till $14 \mu\text{m}$ behövdes tätas. Injekteringsmedlet, Meyco MP320 valdes pga att inträngningsegenskaperna var goda. Injekteringsdesignen anpassades till produktionen; vilket skiljer sig från traditionell injektering. En effektiv injekteringstid på 30 min vid 10 bars övertyck behövdes. I samtliga injekteringsskärmar användes hydrauliska tester, före och efter injektering samt kontroll av själva injekteringen. Efter de nio injekteringarna var klara gjordes även en droppkartering.

Två typer av injekteringsskärmar användes. En där injekteringsproceduren följde en traditionell injektering som normalt användes i Törnskogstunneln fast med silica sol istället för cement. Denna typ användes då berget var av bra kvalitet. Den andra typ skärmen baserades på karakteriseringen av berget beskriven ovan och användes då bergkvaliteten var dålig. Ett av tunnelrören injekterades med silica sol och det andra med cement som följde standard metoden för injektering. Resultatet visar att 8 av totalt 9 skärmar var lyckade. Syftet med detta test var att minska inflödet till tunneln motsvarande ett värde på transmissiviteten på $3,2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ av den injekterade delen av tunneln. Efter utförd injektering blev detta värde $6,2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$. Ingen generell slutsats kunde göras av tätningseffekten mellan silica sol och cement. Dock visar resultatet av droppkarteringen att den silica sol injekterade tunneln hade enbart 5 dropp med en total våt yta på 15 m^2 medan den cementinjekterade hade 14 dropp med en total yta på hela 444 m^2 . Slutsatsen av detta försök är att själva injekteringstekniken har stor betydelse och mer kraft behöver läggas på studier av injekteringstidens betydelse.

Introduction

The Törnskog Tunnel is located in Sollentuna near Stockholm in Sweden and is part of Norrortsleden, a highway that will connect road E4 with E18. Some parts of the rock along the tunnel are very poor. At section 12/050 to 12/150 the tunnel passes a fracture zone which is a fault zone, seen as a long valley on the maps. Tunnel T201, chainage from 12012 to 12112 was grouted with silica sol and is the part that this paper deals with. T202 is cement grouted and is used as a comparison with the silica sol grouted tunnel. The dip of the fracture zones is relatively steep. The rock mass in between sections 12068 and 12100 is interpreted as a large fracture zone with very poor rock. In between the larger fracture zone and the smaller fracture zone in section 12012 the rock quality is good.

A design of the grouting was conducted based on one core logging and water loss measurements in a borehole passing the larger fracture zone in section 12068 to 12100. The core logging showed a fractured rock with average 8 fractures per meter and intervals with more than 12 fractures per meter. The analysis showed that 98% of the fractures had an aperture smaller than 0.1 mm . This lead to that the grout suggested was silica sol that has the ability to penetrate narrow fractures. In this case it was not considered to do a design based on both cement and silica sol due to research interest. Silica sol consists of silica particles suspended in water, together with a salt solution e.g NaCl it can form a gel for a predictable time. A recent test in Hallandsås, Sweden, showed that silica sol can penetrate fractures that has apertures smaller than $50 \mu\text{m}$

(Funehag, 2004). A well controlled grouting experiment, conducted at Äspö HRL, showed that silica sol can penetrate and seal narrow fractures. Further, the fracture was characterised with hydraulic test and the penetration length could be well predicted based on the hydraulic tests (Funehag, 2005-1). The company Degussa Construction Chemicals has grouted some tunnels in Europe with silica sol, Meyco MP320.

Silica sol has not, up to now, been tested in full production with the objective to permeate and seal fractures in jointed hard rock during a tunnel production. The overall objective of this study is to investigate whether a design of a grouting procedure based on silica sol can work during production of a tunnel. The test will also give necessary information in developing a robust grouting design based on characterisation of the rock mass, grouting design and evaluation of the result. The paper describes the grouting procedure for 100 m of tunnel at Solängsvägen.

The grout used is a silica sol, produced by Eka Chemicals, Bohus, Sweden, and is distributed by Degussa with the brandname MEYCO MP320. The grout is like the type used in Hallandsåsen in 2003.

Method

The method used to estimate the sealing efficiency of the grouting is as follows: 1) Drilling of one probehole, 2) Drilling of grouting boreholes 3) Waterloss-measurements in the grouting boreholes, 4) Grouting according to the pre-determined design, 5) Drilling of control holes, 6) Waterloss-measurement in the control holes.

Waterloss-measurements were conducted in every grouting borehole; consisting of measurements of the inflow to the boreholes at 0.5 MPa total pressure for 2 minutes. The groundwater pressure, 0.1 MPa, was measured as static pressure corresponding to the groundwater level in the observation holes bored from the ground surface above the tunnel. The result of the measurements yields a value of the waterloss in the boreholes prior to grouting. The grouting followed either one of the two prescribed grouting designs; one with 25 boreholes and follows standardised procedure for pre-grouting and the other with 42 boreholes with a prescribed effective grouting time for a certain pressure and gel time of the grout (silica sol, Meyco MP 320). After grouting, control holes were drilled in between the grouting boreholes.

With knowledge of the flow and the overburden pressure, the specific capacity (Q/dh) can be computed as the flow divided by head. The result from the waterloss measurement, of both the water flow and specific capacity, yield values of the “tightness” of the rock mass prior grouting. The measurement limit for this equipment is assumed to be 0.005 l/min. With a pressure of 0.4 MPa this limit would thus be $2 \cdot 10^{-9}$ m²/s in specific capacity. This means that when a borehole is considered to be “tight” and no water flow is detected, the value set for this borehole is 0.005 l/min.

The results of the water loss measurements are plotted in graphs to be able to fit a log-normal distribution curve. From the curve it is possible to evaluate both a median and

an average value of the water loss. The median values are used for comparison of the result before and after grouting.

Grouting design

The design uses the methodology to calculate the presumed leakage from specific apertures of the fractures. From this, the minimum aperture that has to be sealed is calculated to cope with the demands. With a known value of the critical aperture, both grout (type of grout, viscosity, gel time or setting time and yield shear strength) and grouting procedure (effective grouting time, grout pressure) can be calculated to achieve a minimum acceptable penetration length in the critical aperture.

Characterisation of the rock mass

One drilled core was useful to analyse the fracture distribution in the actual part of interest in tunnel. The result from the water loss measurements, BIPS and core mapping of the drilled core in KB971, a pareto-distribution of the fractures was established. From the water loss measurements the transmissivity for each section and number of fractures achieved from core logging was calculated. The transmissivity is then transformed to apertures using the "cubic law" (de Marsily, 1986). A pareto-distribution is fitted to the apertures resulting in a distribution for all apertures below a maximum value corresponding to the maximum value of the transmissivity from the water loss measurements. In Figure 1 below the evaluated aperture distribution from KB971 is shown,

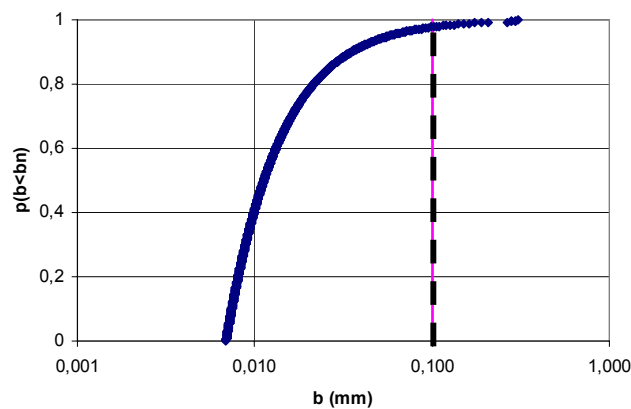


Figure 1. Calculated aperture distribution for KB971.
Beräknad aperturfördelning för KB971.

As can be seen from the figure, 98% of the fractures have an aperture less than 0.1 mm; which is assumed to be the minimum aperture possible to penetrate by cement grout. During grouting, the fractures are assumed to be sealed to certain extent, with respect to their aperture. In Table 1, a summary is shown when fracture apertures with a certain width are sealed resulting in a net inflow and rest transmissivity when they are grouted.

Table 1. Calculated leakage to the tunnel when different minimum apertures are assumed to be sealed by grouting.
Beräknat inläckage till tunneln när olika minimiaperturer har antagits tätats med injekteringsmedel.

Sealed minimum aperture, b_{min} [mm]	Calc. leakage, q_{calc} [l/min·100 m]	T_{grout} [m ² /s]	Notes
0.31	82	$1.3 \cdot 10^{-4}$	Unsealed tunnel
0.10	64	$3.2 \cdot 10^{-5}$	Cement grouted
0.05	18	$3.5 \cdot 10^{-6}$	Max cement/silica sol
0.014	2	$3.2 \cdot 10^{-7}$	Silica sol

The acceptable leakage into the tunnel along Solängsvägen is set to 2 l/min·100 m (sealing class 1). From Table 1 this yields that the minimum aperture that needs to be sealed is 0.014 mm. This aperture can not be penetrated with cement and silica sol is therefore needed.

Grouting design based on silica sol

The proposed silica sol was Meyco MP320C. This has been tested successfully in Hallandsås and in laboratory studies (Funehag, 2004). The design parameters are: Minimum or critical aperture, $b_{min} = 0.014$ mm, max overpressure, $\Delta p = 10$ bar, gel time, $t_{gel} = 45$ minutes and a initial viscosity, $\mu_g = 0.0052$ Pas. With these parameters the grouting time, t_0 is calculated to around 42 minutes, where $t_0 = 12 \cdot 10^4 \mu_g r_w^2 / \Delta p b^2$. The borehole radius, r_w is 0.028 m. When grouting fractures, they are often considered as 2 dimensional planes.

The 2-D penetration, $I_{max-min}$ is approximately calculated as (Gustafson, 2005):

$$I_{max-min} \approx I_0 \cdot \sqrt{\frac{t_{gel}}{6t_0}} \quad (1)$$

Using equation 1 yields a penetration length of 1.2 m for the critical aperture in a 2–dimensional plane. From the studies at Hallandsås it was concluded that the penetration length is affected by both the macro and micro tortuosity which yields a smaller penetration length, up to 50%, than that for in one dimension.

For this test, both pressure and gel time are fixed which means that the borehole distance is the parameter that can be designed. The distance is set to 1.5 m and gives a total of 0.9 m overlap. This is though to be more than the 50 % marginal described above. Grouting should continue for half of the gel time at the prescribed pressure which yields the effective grouting time. After this time the viscosity has risen to such a high value that further pumping is not necessary. For both grout fans the prescribed over pressure, Δp , was 1 MPa above the groundwater pressure; which makes the grout pressure, p_g , to 1.1 MPa.

Layout of grouting fans

As mentioned earlier, two different fans were used; one, where the presumed fracture zone is located in the poor rock and one for the more competent rock. The first fan, called *type Fan A* uses the design described above where the minimum aperture that needs to be sealed is 14 μm . The second fan, called *type Fan B*, follows the traditional cement grouting fans used in the Törnskog Tunnel with the exception that silica sol is used instead of cement. Grouting of one batch continued until it was finished or gelled, the age of the batch was not considered. If continued grouting was necessary of the borehole a new batch was mixed with the rest of the first one. The silica sol batch used during the grouting showed a gel time of 60 minutes instead of the presumed 45 min. The gel time of the mix was repeated several times and it was decided to use this gel time. A summary of the two fans is shown below:

Type Fan A (Poor rock)	Type Fan B (Good rock)
– 42 grouting boreholes – 18 or 21 m long – 1.5 m spacing – Grout for 30 min and $\Delta p = 1.0 \text{ MPa}$ in over pressure – Gel time of 60 min – No grouting with a batch older than 10 minutes	– 25 grouting boreholes – 18 or 21 m long – 2.5 m spacing – Grout until $\Delta p = 1.0 \text{ MPa}$ is reached – Gel time 60 min

The groutfans conducted in the other tunnel tube (T202) follows *fan type B* but with cement.

Drip characterisation

Tunnels with high restrictions on the water ingress are often complemented with sealing membranes where water drip occurs. After grouting the tunnel is reinforced with shotcrete, and on the shotcrete, membranes are mounted. These membranes are expensive considering both the material itself and the mounting. After the shotcrete is applied a characterisation of all the drips is done. The characterisation is done by National Road Administration geologist at the site (Bengtsson, 2005). The drips are characterised both to location and extent. The wet surface on the shotcrete gives a magnitude of the drip, as a bigger wet area comes from a larger drip. The width and the arc length of the wet surface are estimated resulting in an area.

Results

Along the silica sol grouted tunnel (T201) the rock varied in quality and the used grout fans were alternated between *type Fan A* and *B*. The first two fans were with 42 boreholes, *type Fan A*, the rock was considered as competent and the coming 4 fans (3-6) were according to *type Fan B*, 25 holes. The result from fan 6 was not as promising

as the ones before and it was decided to use type *Fan A* again. The coming three fans (7-9) were then performed with 42 boreholes. For the cement grouted tunnel, T202 one type fan was used for all grouting fans. The fan was according to type *Fan B* with 25 holes but with cement. Only two fans could be evaluated, due to lack of data after grouting and is therefore not part in the results. A drip characterisation is also presented for both tunnel tubes. It is used for comparison between the silica sol and cement grouted tunnels. When the grouting was accomplished, control holes were drilled within the grouting fan. The control holes were placed in between the two grouted boreholes and give a spacing of 0.75 m for *type fan A* and 1.25 m for *fan B*. Depending on how the grouting has come out the number of control holes varied. The placing of the control holes is done according to the criteria below:

- a) Placed between adjacent boreholes with high water loss
- b) Placed between adjacent boreholes with high grout take
- c) Always between adjacent boreholes that showed hydraulic connectivity during water loss measurements.

The placing of the control holes gives a worst case; placed at a maximum distance from the grouted boreholes and means that it is probable that the rock is tighter, closer to the grouted boreholes.

Water losses before and after grouting with silica sol in T201

Two examples of the results of the inflow measurements are given in Figure 2. The water losses are given as cumulative distributions and for each series a log-normal distribution is fitted. Fan 1 is an example of one of the successful grouting fans whereas Fan 8 is seen as an unsuccessful one.

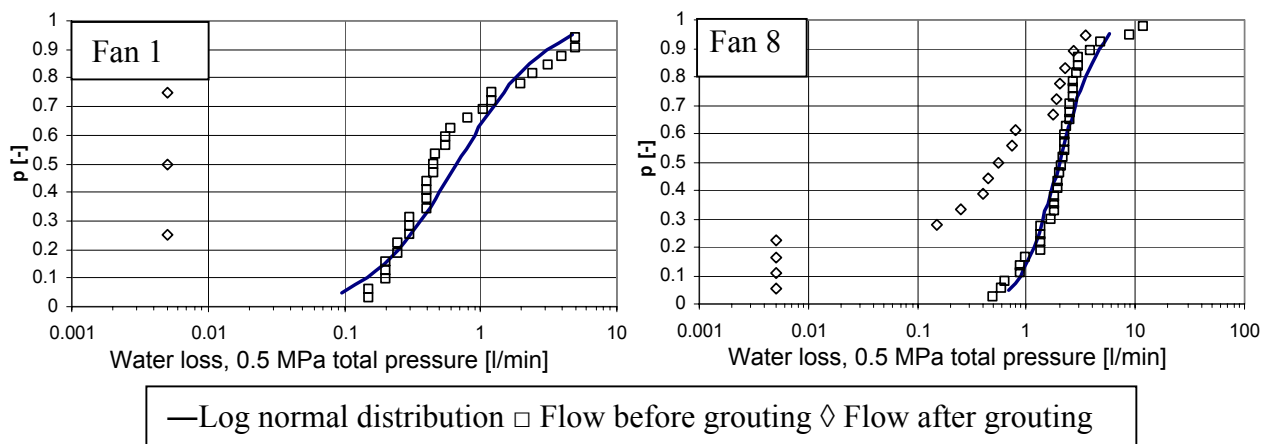


Figure 2. Water losses, 0.5 MPa total water pressure, in the boreholes before and after grouting for Fan 1 and Fan 8. For Fan 1, 3 control holes were drilled and for Fan 8, 17. The diagram can be interpreted by its median value (probability at 50%). *Vattenförluster, 0,5 MPa i totaltryck, i borrhålen före och efter injektering för Skärm 1 och Skärm 8. Skärm 1, 3 kontrollhål borrades och för Skärm 8, 17 st. Diagrammet kan tolkas genom dess median värde (en sannolikhet på 50%).*

For Fan 1; totally 42 grouting boreholes were used and water loss measurements were conducted in each borehole. After grouting, 3 control holes were drilled and water loss measurements were conducted. The values of the water loss prior to grouting are represented by boxes. The fitted log-normal distribution curve, solid line, agrees well with these values. The values of the water losses are interpreted as representative values of the rock mass before grouting. For Fan 1, the median water loss before grouting is 0.7 l/min and after grouting the average value of the water loss is the measurement limit of 0.005 l/min.

For Fan 8, 13 of the total 17 control holes had water loss. 9 control holes had a water loss smaller than the median water loss before grouting; the rest (4 holes) had consequently a higher loss. However, the water loss was significantly higher before grouting (around 2 l/min) than that for all the other fans.

The median values for all nine grout fans before and after grouting is presented in Figure 3 below. The transmissivity is computed using the relationship that the specific capacity (flow, Q /difference in pressure head, Δh) is equal to the transmissivity (Fransson, 2001). In this case, Δh is 41 meter.

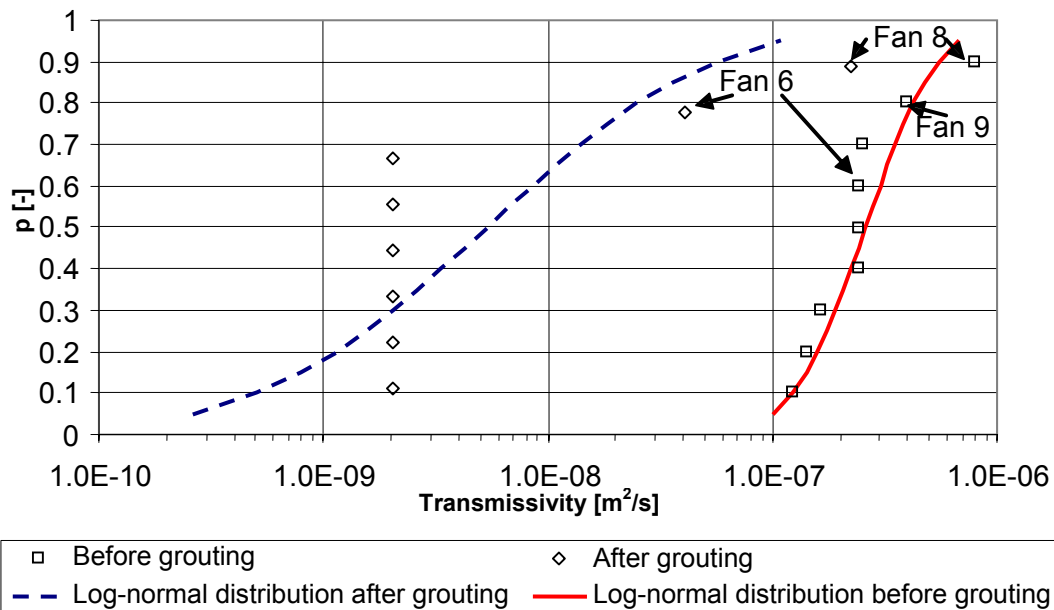


Figure 3. All grout fans in T201 with median transmissivity before and after grouting. *Samtliga injekteringskärmar i T201 med dess medianvärden före och efter injektering.*

Figure 3 show that Fan 8 has the highest median water loss both before as well as after grouting. Fan 6 that was drilled according to a type B fan with 25 boreholes had a median water loss before grouting corresponding to the average for all fans, but a high water loss after grouting. The other fans have a median water loss after grouting of zero or equal to the measurement limit, that is also for Fan 9 that has a relatively high

water loss after grouting. The other fans have a median water loss after grouting of zero or equal to the measurement limit, that is also for Fan 9 that has a relatively high water loss before grouting. The median transmissivity before grouting is $2.6 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, evaluated from the log-normal distribution curve, whereas after grouting the value is $5.3 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$.

Considering only the successful designed fans, located in poor rock; that is Fan 7 and 9 that show that the grout has sealed the fractures well, a factor of 125 for Fan 7 and a factor of 195 for Fan 9. The other fans showed similar values or better except for Fan 8. The fans that were located in the more competent rock, both with 25 and 42 boreholes, worked also well giving a factor from around 20 to 120.

Drip characterisation

The results of the drip characterisation in the tunnel shows that in the silica sol grouted part, a total of 5 drips are located with a total wet area of 15 m^2 , whereas for the same part for the cement grouted tunnel the number of drips is 14 with a total area of 444 m^2 .

Conclusions

The objective of this test was to design a grouting procedure based on a characterisation of the rock mass. The method for the characterisation was based on standard tests normally conducted in tunnel projects. The characterisation was interpreted with the use of a pareto-distribution curve to find the hydraulic apertures of the fractures present in the rock mass. With use of the hydraulic apertures an estimation of the inflows was calculated. To cope with the demands set on the allowable leakage in to the tunnel hydraulic apertures down to $14 \mu\text{m}$ needed to be sealed. Cement can penetrate and seal apertures down to $0.05 - 0.1 \text{ mm}$ and therefore it was necessary to use a grout material that has good penetrability, like silica sol. The grout, called Meyco MP320 was chosen and the design parameters were established: grout pressure, gel time, grouting time. The desired minimum penetration was 1.2 m in order to limit unnecessary spread of the grout. The design was different than the traditional grouting methods with demands set on the effective grouting time at a prescribed pressure. The design was translated into more practical parameters. All grout fans were carefully monitored using hydraulic tests and control of the grouting. Last, the result of the grouting should be complemented with a drip characterisation. Following can be concluded from this test:

- The methodology with design of the grouting based on the standard characterisation of the rock mass works well,
- Silica sol can seal fractured rock according to the demands,
- Performance of the grouting was adopted to fit the design, after three fans it worked well except for Fan 8; totally nine grout fans were conducted,
- The technique for grouting needs to be refined and in compliance with the design, and
- It is possible to make a design working more efficiently for small and larger water losses and adopting it to the rock ahead, so called active design.

Silica sol works well in full production, though some thoughts need to be investigated further. The total cycle time of one grouting fan did not differ much from that with cement. The design stated that the grouting of one borehole should take around 30 minutes. This is in correspondence with the performed cement grouting with a prescribed end pressure. With a more efficient mixing procedure the cycle time can be narrowed even further. Two types of grouting fans were used, *Type A* and *B*. *Type A* fans was with a new concept of grouting with statements such as effective grouting time per borehole. The *Type B* fans with 25 boreholes followed a more traditional cement grouting procedure. Three out of four *Type B* fans worked well with this concept. The grouting time per borehole was faster than for the other *Type A* fans. This concept can be evaluated further in order to fit a prescribed design. It should be borne in mind that the *Type B* fans were located in the good rock and that Fan 6 did not work well, which indicates that the design corresponds with the more poor quality rock. The drip characterisation showed that more and larger drips were present in the cement grouted tunnel tube than in the one grouted with silica sol.

The sum of the average transmissivities for each grout fan in tunnel tube, T201, after grouting is $6.2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ for a length 100 m. The prognosis for the calculated leakage into the tunnel after grouting showed that a transmissivity of $3.2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ needed to be achieved to comply with the demands set on the tunnel. The achieved value of the transmissivity is rather close to the desired. To be noted is that the value considers all fans, including Fan 8; with a refined technique the desired value of the transmissivity can be obtained. Even with the unsuccessful fan the average conductivity after grouting of the 100 meters of tunnel is around $6 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$.

Acknowledgement

This work was financed by National Road Administration and is highly appreciated as well as their support during the field test. Thanks to the personnel at AB BESAB and Oden Anläggningsentrenad for help and guidance during the field test.

References

- Bengtsson, F., 2005. Fredrik Bengtsson, SWECO. National Road Administrations geologist at site. Drip characterisation from section 12011 to 12112 for tunnel tubes T201 and T202.
- Fransson, Å., 2001. Characterisation of fractured rock for grouting using hydrogeological methods. Department of Geology, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- Funebag, J., 2004. Sealing of Narrow Fractures in Hard Rock. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol 19, Issue 4-5.
- Funebag, J., Fransson, Å., 2005-1. Sealing Narrow Fractures with a Newtonian Fluid: Model Prediction for Grouting Verified by Field Study. *Article in Press, Tunnelling and Underground Space Technology*, doi:10.1016/j.tust.2005.08.010.

Gustafson, G., 2005. Injekteringsdesign med Silica-sol vid Solängsvägen. Vägverket-Norrortsleden. Department of Civil and Environmental Engineering, Division of GeoEngineering, Chalmers University of Technology, Göteborg.

STOR SPENNVIDDE I TO NÆRLIGGENDE BERGHALLER – MULIGHETER OG UTFORDRINGER VED NYE OSET VANNRENSEANLEGG

Large span in two nearby caverns – Possibilities and challenges at the New Oset Water Treatment Plant

Lise Backer, Ingeniørgeolog, AF Spesialprosjekt AS

Arild Neby, Ingeniørgeolog, Norconsult AS

Kjetil Vikane, Prosjektleder, AF Spesialprosjekt AS

Øyvind Salamonsen, Prosjekteringsleder, AF Spesialprosjekt AS

SAMMENDRAG

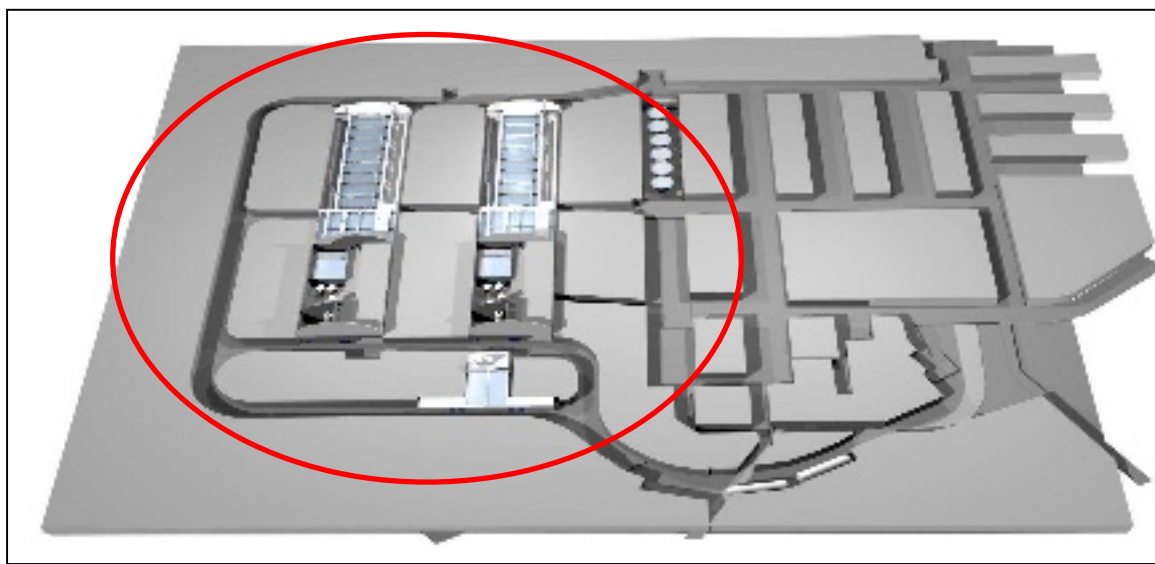
Konsortiet AFS - Krüger (AF Spesialprosjekt og danske Krüger A/S) bygger nytt underjords vannrenseanlegg for Oslo kommune, Vann- og avløpsetaten (VAV). Anlegget består av to 150m lange haller med spennvidde 27m og høyde 16m til 20m, en pilar på 17m mellom hallene, samt atkomsttunneler. Utgangspunktet for dimensjonering av fjellanlegget var målsetting om å bygge et kompakt vannrenseanlegg, hvor premissgiver for utformingen i stor grad var prosessdesign og design av andre installasjoner i anlegget. Ingeniørgeologisk kartlegging og bergmekaniske analyser (analytiske og numeriske) bidro til å optimalisere utformingen, og viste at de geologiske forholdene på Oset var velegnet for plassering av et av Europas største vannrenseanlegg i fjell. Deformasjonsmålingene viste ingen markerte setninger. Systematisk forinjeksjon med tett hullmønster, høye trykk, bruk av mikrosement og industrisement uten mikrosilika, og sement med styrt herding, ga god tetthet. Det ble målt en innlekkasje på totalt 27 l/minutt for hele anlegget, og det ble ikke registrert endringer i grunnvannet som følge av utsprenghing av nye Oset vannrenseanlegg.

SUMMARY

On behalf of the Oslo Municipality, Water- and sewage works, the consortium AFS – Krüger (consisting of the Norwegian construction company AF Spesialprosjekt and Danish company Krüger A/S) are building the new Oset Water Treatment Plant. The new plant consists of two main caverns with a length of 150m, and several access tunnels. The span of each cavern is 27m and the height varying between 16m and 20m. The pillar between the caverns is 17m wide. The design of the plant has been based on the desire to make a compact underground complex. Geological mapping in combination with numeric and analytical analyses has been utilised to optimise the design. It also verified that the geological conditions at Oset were suitable for Europe's largest under ground water treatment plant. In order to document "stable-state" conditions in the caverns, displacements in the crown were measured. Systematic cement-based pre-grouting has been performed through the entire plant, and resulted in a total leakage of 27 l/min. No influence on the ground water level was registered as a result of the excavations.

INNLEDNING

Konsortiet AFS - Krüger (AF Spesialprosjekt og danske Krüger A/S) bygger nytt underjords vannrenseanlegg for Oslo kommune, Vann- og avløpsetaten (VAV). Anlegget prosjekteres og bygges som en totalentreprise. Det består av to 150m lange haller med spennvidde 27m og høyde 16m til 20m, en pilar på 17m mellom hallene, samt atkomststunneler. Anlegget er plassert på Oset, øst for Maridalsvannet, i tilknytning til eksisterende vannrenseanlegg som skal erstattes (figur 1). Deler av eksisterende anlegg skal også inngå i det nye anlegget, samtidig som driften på det eksisterende ikke skal forstyrres i anleggsperioden. Det nye anlegget vil ha en kapasitet på 390.000 m³ rent vann i døgnet, omtrent som dagens anlegg, men med nye og moderne renseteknikker som tilfredsstiller dagens krav til drikkevann. Anlegget skal være ferdig bygget, testet og klart til overlevering 16. mai 2008.



Figur 1 Nye Oset vannrenseanlegg ved siden av eksisterende anlegg / *The new plant connected to the existing plant*

EKSISTERENDE VANNRENSEANLEGG

Oset vannrenseanlegg er plassert i flere haller i fjellet sørøst for Maridalsvannet. Anleggsarbeidene startet opp 1. august 1966 og anlegget ble satt i drift i 15. september 1971. Anlegget dekker et areal på 28.800 m².

Anlegget har på det meste 5 parallelle haller med spenn på opptil 13,2m og bredde på fjellstabben mellom hallene på 14m. Hallene har en lengde på opptil 92m og en høyde på 16m [1].

Hallene er utført med betonghvelv som spenner fra vederlag til vederlag. Betonghvelvet er dimensjonert for nedfall av mindre steiner.

NYTT VANNRENSEANLEGG

Bakgrunn for det nye anlegget.

Det Nye Oset vannrenseanlegg er et resultat av Oslo kommunes Hovedplan for vannforsyningen. Den ble vedtatt av kommunen i 2003 og konkluderte med at det ut fra sikkerhetshensyn skulle bygges to separate vannrenseanlegg på Oset, til erstatning for dagens vannrenseanlegg.

Oset vannrenseanlegg, som i dag produserer rundt 85 % av drikkevannet i Oslo med råvann fra Maridalsvannet, skal moderniseres slik at det oppfyller europeiske og norske drikkevannsforskrifter med to hygieniske barrierer.

Renseprosess og aktuelle råvannskilder

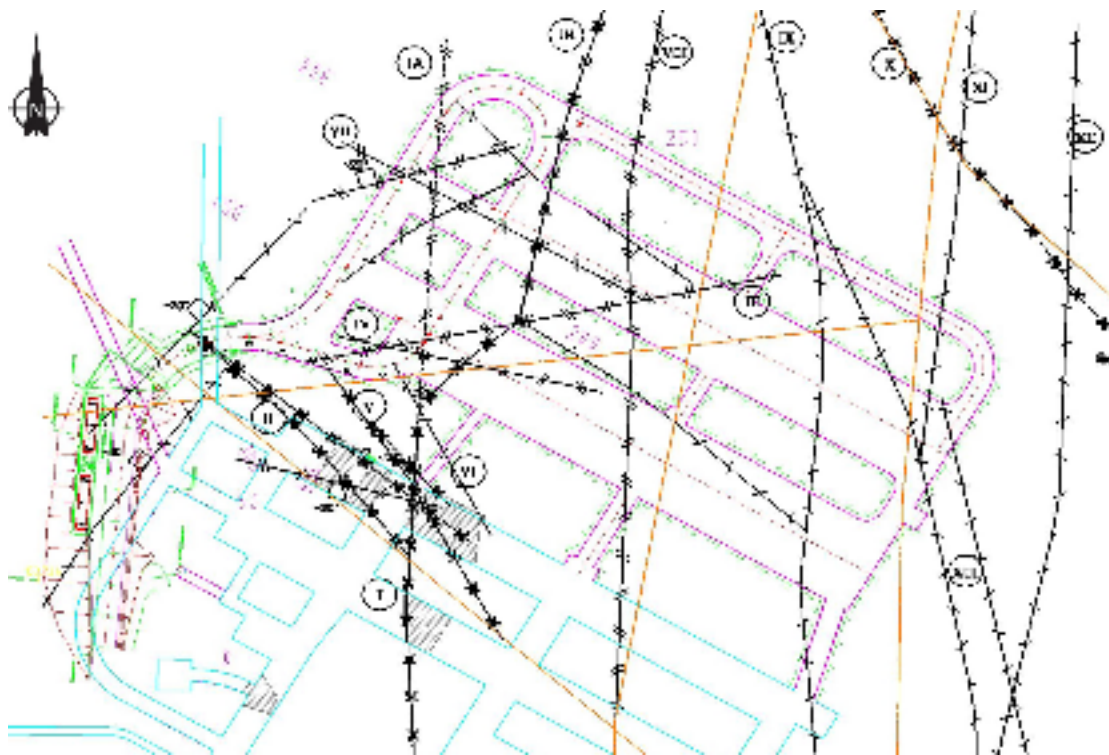
Det nye anlegget renser vannet ved hjelp av Actiflo™-prosessen, som i kombinasjon med filtrering og UV-desinfisering gir en god hygienisk sikkerhet og maksimal fleksibilitet ved valg av fremtidige supplerende råvannskilder. Det nye Oset vannrenseanlegg skal stå ferdig i mai 2008. Resultatet vil være 2 uavhengige vannrenseanlegg som ligger inntil hverandre i fjell, med en rensekapasitet på til sammen 390.000 m³/dag. Når nye Oset vannrenseanlegg er ferdig vil to mindre vannrenseanlegg bli nedlagt.

Geologiske og bergmekaniske forhold

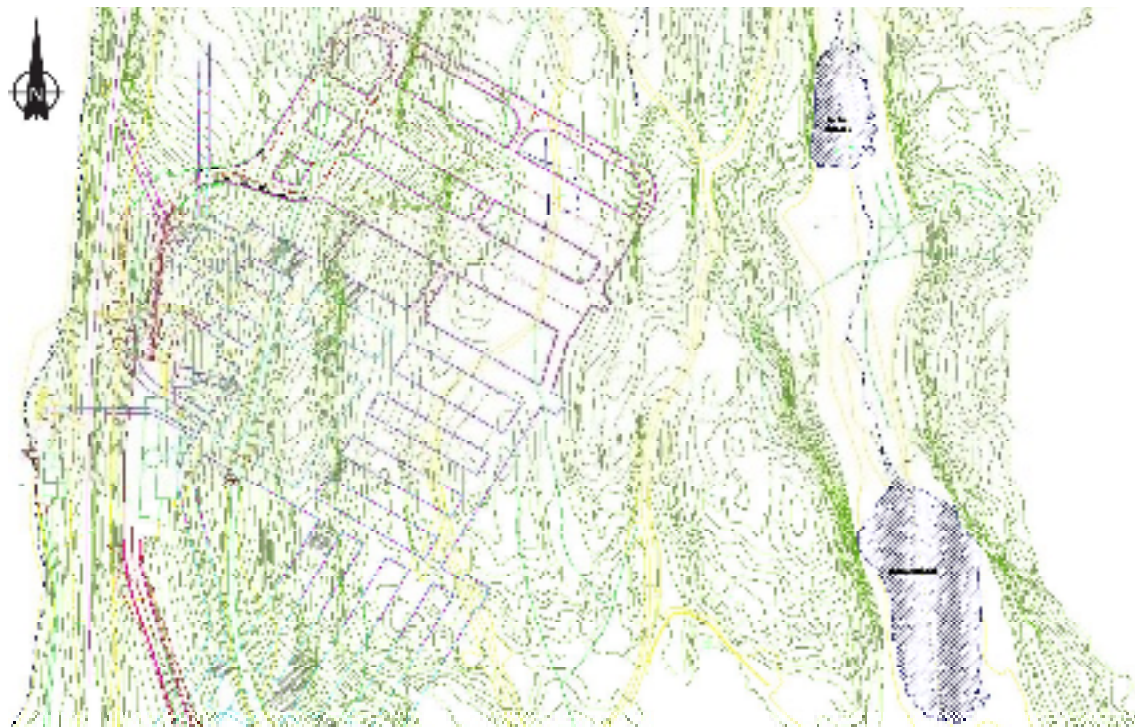
Bergarten i området er i hovedsak Nordmarkitt, en alkalisyenitt med stor utbredelse i Oslo-feltet. Forholdsvis steile slepper løper i nord-syd-retningen og i tillegg opptrer et sub-horisontalt sprekkesett. Ganger av diabas og syenittporfyr opptrer med jevne mellomrom, oftest parallelt med svakhetssoner (figur 2).

Dimensjoner og spennvidde var gitt av ønsket om et kompakt anlegg. I kontrakten var det gitt krav om at stabiliteten av eksisterende anlegg ikke skulle forstyrres og at pilarbredden burde være minst 2/3 av hallbredden og minimum 10m. Store rensefiltre plassert på tvers i hallene var dimensjonerende for spennvidden. Dette ga i utgangspunktet spenn opp mot 30m. På grunn av flere tverrtunneler med diverse installasjoner ville det være kostnadsoptimaliserende å minimalisere avstanden mellom hallene. Svingeradius i kjøresløyfa var også begrensende og ble optimalisert ved analyser.

Plassering og design ble styrt av behovet for best mulig samvirke med eksisterende anlegg. For å få god atkomst og rene forbindelsesakser ble nytt anlegg plassert nord for eksisterende anlegg og så langt ut i dalsiden som mulig (figur 3). Endelig utforming og plassering av anlegget ble så vurdert mot overdekning, innspenninger og svakhetssoner (figur 2). Den valgte plassering ble vurdert som gunstig i forhold til innlekkasje og mulig påvirkning av Småvannene. I kontrakten var det satt krav til systematisk forinjeksjon, og en maksimal innlekkasje på totalt 100 l/minutt for hele anlegget.



Figur 2 Svakhetssoner kartlagte på overflaten før utsprenkning [3] / *Observed weakness zones and geological structures at the surface prior to excavation*



Figur 3 Plassering av anlegget mellom Maridalsvannet i vest og Småvannene i øst [3]
/ Location of the plant between Maridalsvannet and Småvannene

ANALYSE AV AVSTANDEN MELLOM HALLENE I DET NYE ANLEGGET

For å minimalisere avstanden mellom hallene, ble konsekvensene for spenningene i stabben vurdert gjennom både analytiske og numeriske analyser. Analysene ble utført av Norconsult AS, rapportert i [2] og er her oppsummert.

Bergmekaniske parametere

Det ble gjort konservative anslag på inngangsparametrene. De mekaniske egenskapene til bergmassene i prosjektområdet ble vurdert ut fra laboratorietesting og erfaring med tilsvarende bergarter, og fra bergmasseklassifiseringen i eksisterende anlegg, kjerneboringer og feltkartlegging. Bergmasseklassifiseringen viste at Q-verdiene generelt var mellom 10 og 40. Minste registrerte Q-verdi var ca 1 i forbindelse med intrusivganger, og største registrerte Q-verdi var større enn 100.

Til den numeriske analysen ble det benyttet Hoek & Brown bruddkriterium for bergmassen. Parametrene for bruddkriteriet ble estimert ut fra bergmasseklassifiseringen, Q, omregnet til GSI-verdier (*Geological Strength Index*). Tre sett parametere ble analysert.

Tabell 1 Bergmasseparametrene brukt i analysene [2] / *Rock mass quality parameters for the analyses*

	Sterkere berg	Normalt berg	Svakere berg
Q	20	10	5
GSI	71	65	58
σ_c [MPa]	100	100	100
m_i	20	20	20
γ [MN/m ³]	0,027	0,027	0,027
E [GPa]	33	23	16
ν	0,2	0,2	0,2
m_b	7	5,7	4,5
$m_{b\text{-residual}}$	0,7	1,7	2,2
s	0,04	0,02	0,01
s_{residual}	0,004	0,006	0,005
a	0,5	0,5	0,5

Spenninger

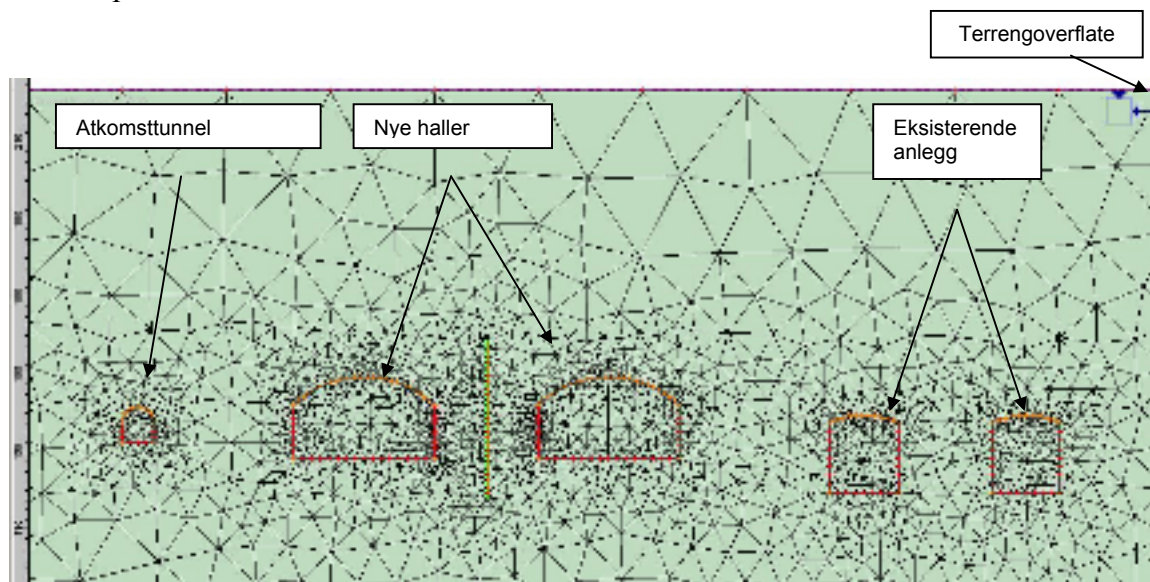
Spenningene ble vurdert ut fra generelle forhold i Oslofeltet og topografien i området. De horisontale hovedspenningene er vanligvis orientert med største spenning Ø-V. På grunn av avskjermingen fra Maridalsvannet ble det antatt at N-S spenningene i åsryggen var minst like store. De vertikale spenningene ble antatt å være lik vekten av de overliggende massene ($\sigma_v = \gamma \cdot h$). Det ble sett på et tverrsnitt av hallene innerst i berget med en overdekning på 65m. Som et utgangspunkt ble de horisontale spenningene satt til å være lik de vertikale (k-faktor = 1,0). I tillegg ble det utført en sensitivitetsstudie av horisontalspenningene hvor k-faktoren varierte mellom 0,5 og 1,5.

Analytiske spenningsberegninger

Til analyse av spenningsene rundt hallene ble det sett på spenningsfordelingen rundt et sirkulært og et elliptisk tverrsnitt ved å benytte Kirschs og Inglis' formler. Formlene beregner radiell spenning, σ_r , og tangentiell spenning, σ_θ , som funksjon av avstand, r , fra åpningens sentrum. Teoretisk samvirke mellom de to hallene ble illustrert ved en forenklet antakelse om superposisjonering av spenningsene. Det ble beregnet samvirke fra to åpninger med avstand 27m, 20m og 15m. Resultatene for en avstand på 15m er vist i figur 5 sammen med resultatene fra numerisk modellering.

Numerisk spenningsanalyse

Til de numeriske spenningsanalysene ble det benyttet *Phase²*, som er et todimensjonalt endelig element (FEM) program. Utsnitt av elementmodellen er vist i figur 4. Det ble kjørt analyser med tre forskjellige pilarbredder (27m, 20m og 15m). I utgangspunktet ble det utført analyser med de tre bergmassekvalitetene vist i tabell 1. Av disse viste imidlertid de dårligste parametrene seg å være "sterke nok", og analysen fokuserte dermed på disse.

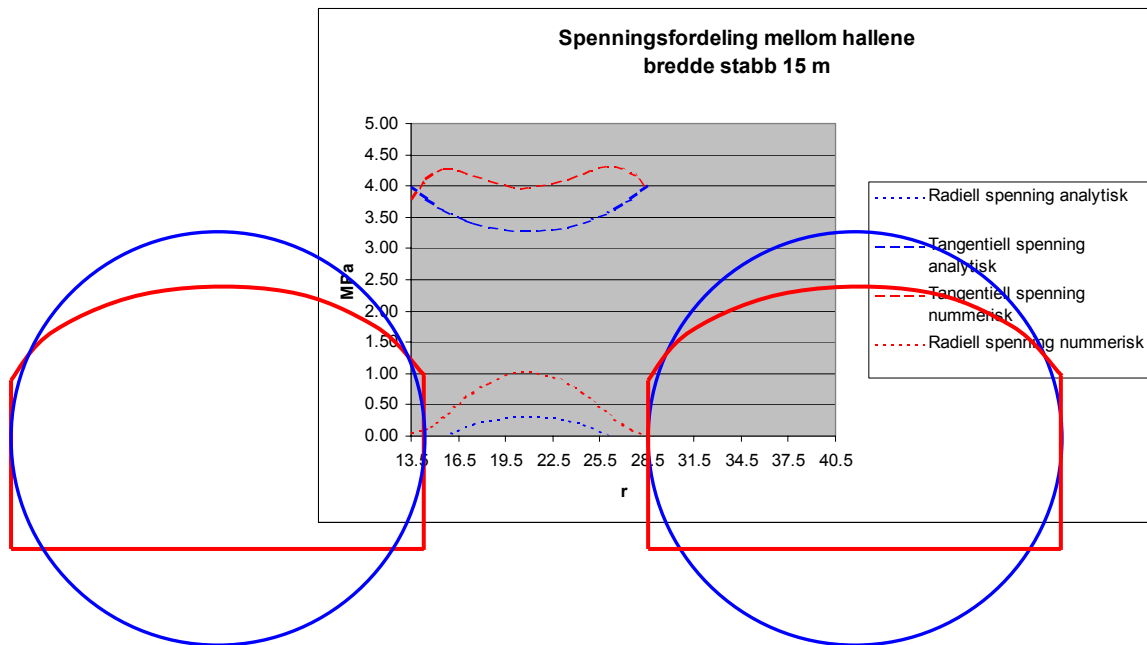


Figur 4 Utsnitt av elementmodell fra *Phase²* [2] / Extract of Finite Element model from *Phase²*

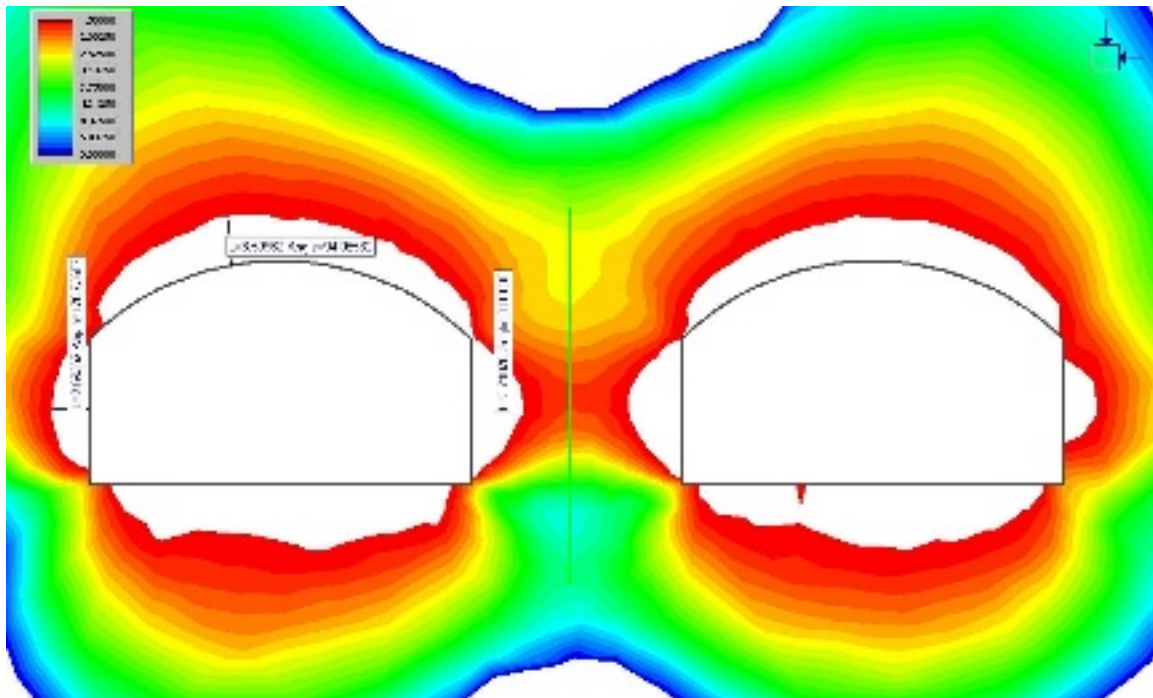
Resultater av analysene

Både de analytiske beregningene og numeriske analysene viste at en pilarbredde på 15m gir tilstrekkelig totalstabilitet for både eksisterende og nytt anlegg (figur 5 og 6). Dette gjaldt også for unormalt ugunstige bergspenninger og bergmassekvalitet godt under hva som var forventet. I praksis tilsvarer dette en pilarbredde på 17m, for å ta høyde for utfall i konturen og påvirkning fra sprengningen.

Analysen viste også at normal boltelengde burde være 4m i stabben og 3m i ytterveggene (figur 6). På grunn av den store spennvidden og muligheten for relativt store blokker i det minst innspente området i hengen, burde boltelengden i hengen være opp til 6m. Ut fra analysene av spenningsene ble det vurdert at spenningsmålinger ikke var nødvendig.



Figur 5 Spenningsfordeling i stabben mellom hallene (fra numeriske og analytiske analyser), bredden på stabben er 15m [2] / *Rock stress distribution between the caverns (numerical and analytical analyses)*



Figur 6 Sikkerhetsfaktor mot brudd (minimum er lik 1,5), stabbestredde 15m [2] / *Factor of safety against failure (minimum 1,5) for 15m pillar width*

OPPFØLGING OG OVERVÅKNING UNDER BYGGING

Drivemetode

De to hallene ble delt i en ca 9m høy takskive og en bunnstross. På grunn av bredden på hallene, ble takskivene drevet ut i to etapper med en lengdeforskyvning på 5 m.

Bunnstrossen ble i all hovedsak utført som liggerpall med tunnelriggen. Takskivene i begge hallene ble drevet parallelt med kjøretunnelen rundt anlegget. Dette ga et fleksibelt driftsopplegg hvor man til enhver tid hadde to tilgjengelige stuffer for boring/sprengning og utlasting, mens det foregikk injeksjon på den tredje stufferen.

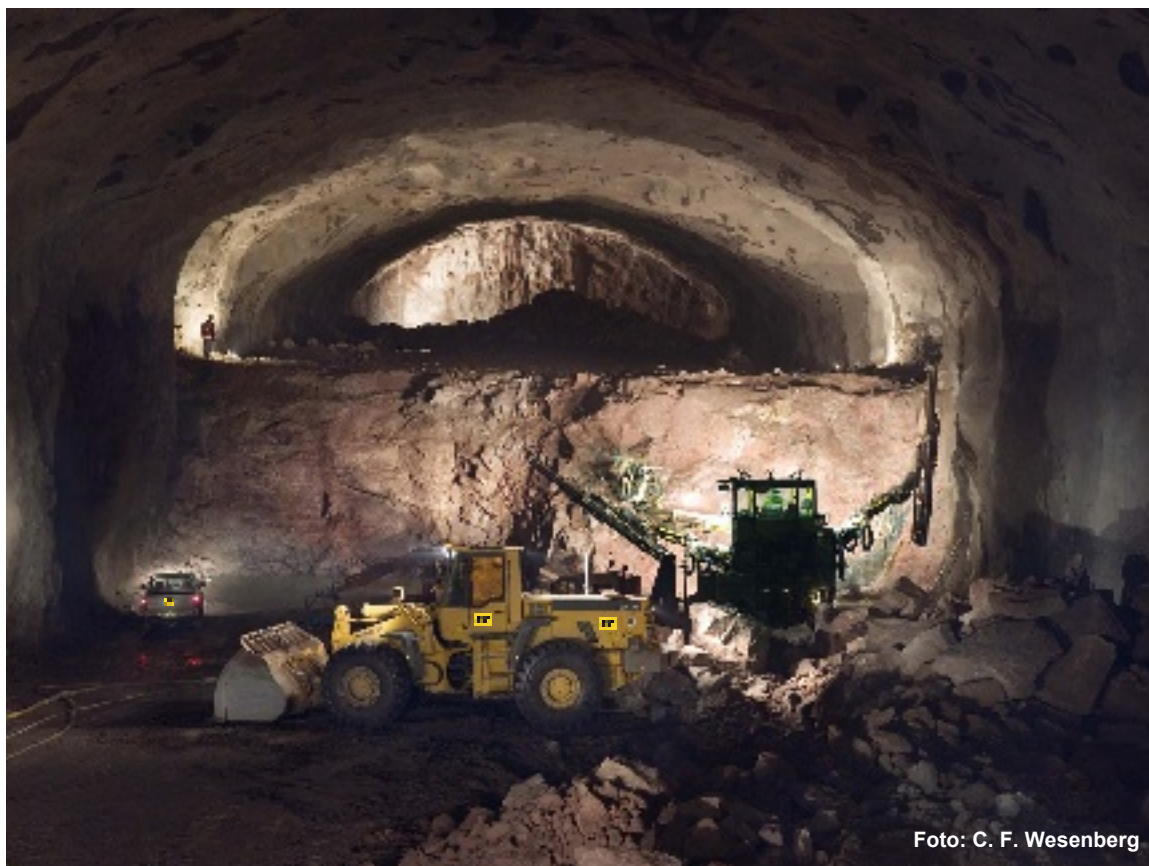
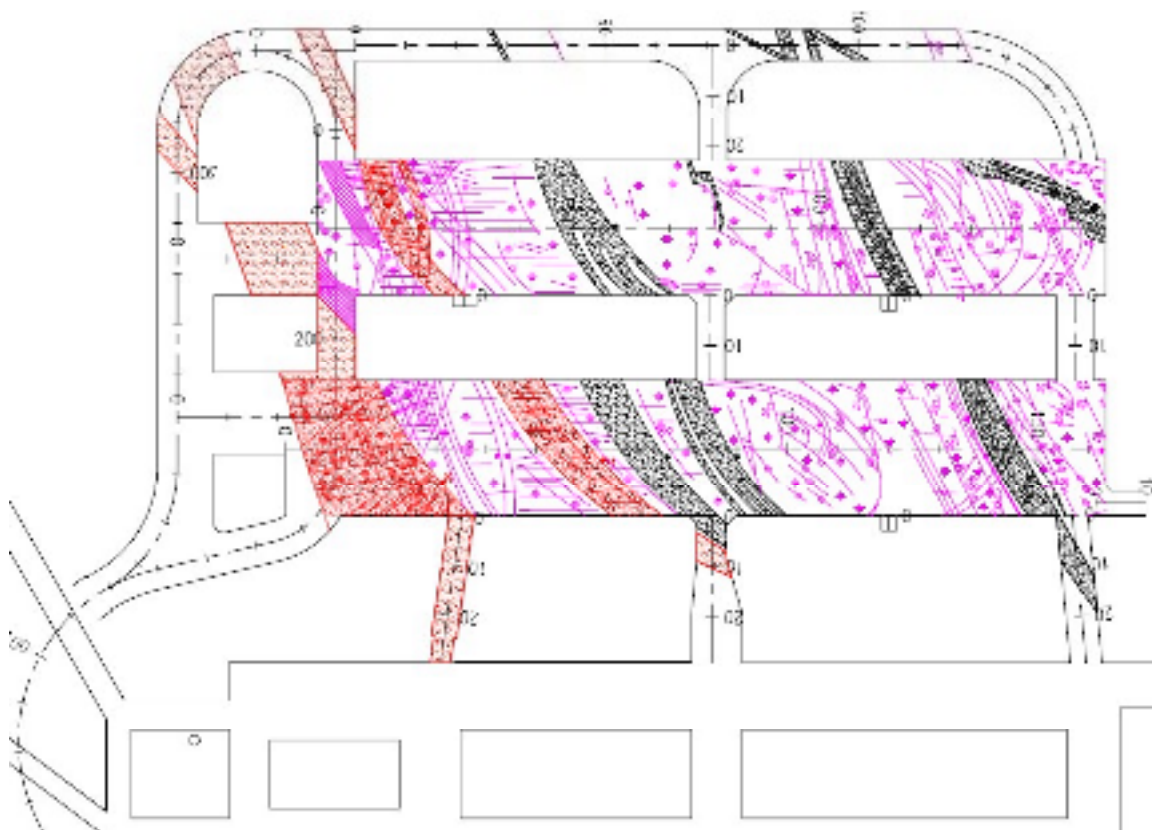


Foto: C. F. Wesenberg

Figur 7 Utsprengning av hallene i takskive (ferdig) og bunnstross / *Bench excavation by horizontal drilling and blasting. The top gallery is completed*

Geologisk kartlegging og bergsikring

Erfarne ingeniørgeologer foretok en fortløpende kartlegging av geologiske strukturer og klassifisering av bergmassen ved bruk av Q-systemet. Resultatet av kartleggingen er vist i figur 8. For å sikre nøyaktighet i utførelsen av sikringsarbeidet ble det utviklet egne sikringsklasser for de ulike delene av anlegget. De 5 sikringsklassene benyttet i prosesshallene med spennvidde 27m er vist i figur 9. Sikringsklassene ble bestemt ut fra Q-verdi og geometrien på oppsprekningen og intrusivgangene. Q-verdiene varierte som ventet mellom 1 og 40, med laveste verdi langs intrusivgangene. Disse sammenfaller med svakhetssoner kartlagt før utsprengning av det nye anlegget (figur 2).



Figur 8 Ingeniørgeologisk kartlegging av det nye anlegget / *Geological mapping of the new underground facility*

Oset Vannrenseanlegg Sikringsklasser

PROSSESHALL 1													
A = 370 x 490 m ²				Løslengde, L = 21 m				Veggvekt, V = 3,5 m					
Klasse	Høyde	Hallens bredde			Hallens lengde		Hallens bredde			Hallens lengde			Q
		1	2	3	1	2	1	2	3	1	2	3	
I	1-6	2,5 m	2,5 m	2,5 m	1,25	0,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	-
II	7-12	2,5 m	2,5 m	2,5 m	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	-
III	13-19	2,5 m	2,5 m	2,5 m	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	-
IV	20-21	1,5 m	1,5 m	1,5 m	0,44	0,35	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	2,5 m
V	22-23	1,5 m	1,5 m	1,5 m	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25 m

SK I	SK II	SK III	SK IV	SK V
0-1,25	1,25-2,5	2,5-5	5-10	10-20

Figur 9 Sikringsklassene for proseshallene [3] / *Rock Support Classes for caverns*

Sikringsklasse I	$Q > 40$	Mindre deler av atkomst og transporttunnelene
Sikringsklasse II	$Q = 10 - 40$	ca 70 % av hallene
Sikringsklasse III	$Q = 1,0 - 10$	ca 30 % av hallene i forbindelse med svakhetssonene
Sikringsklasse IV	$Q = 0,1 - 1,0$	kun sporadisk
Sikringsklasse V	$Q < 0,1$	ikke registrert

Laveste Q-verdier på 1 ble registrert i forbindelse med en syenittporfyrangang ytterst i hallene. Overdekningen var her ned mot 20m. Stabiliteten i dette området ble ivaretatt av tung sikring med bruk av forbolter, tykk sprøytebetong og tett boltemønster med 6m lange bolter. I tillegg ble stabben i kjøresløyfen forsterket med ekstra horisontale bolter.

Totalt ble det benyttet 3500 m³ fiberarmert sprøytebetong og 6000 CT-bolter for å sikre stabiliteten i heng og vegger i hallene og tunnelene.

Overvåking av stabiliteten

Deformasjonene i hallene ble kontrollert ved innmålinger av målepunkter i heng og vederlag. Det ble installert målepunkter i begge hallene med 30m avstand og med tre setningsbolter for hver målestasjon, midt i hengen og i vederlagene. Høydekoordinatene til setningsboltene ble målt inn med totalstasjon og kontrollert mot et referansepunkt. Deformasjonsmålingene viste ingen markerte setninger. Variasjonene gjenspeiler måleunøyaktigheten til utstyret og målemetoden.

Injeksjon og overvåking av grunnvannet

Det ble foretatt systematisk forinjeksjon i hele anlegget. All injeksjon i hallene ble foretatt i forbindelse med utsprenkning av toppskiven. Det ble benyttet et tett hullmønster med ca 90 hull per skjerm. Injeksjonen ble foretatt med bruk av mikrosement, industrisement og sement med styrt herding inn mot eksisterende anlegg. Totalt ble det injisert 2300 tonn sement, som tilsvarer 16 kg/m³ utsprenget berg. Det ble ikke benyttet mikrosilika. Injeksjonstrykket var opp til 65 bar. I områder med liten overdekning eller kort avstand til eksisterende anlegg ble trykket redusert til 40 bar. På det meste ble det registrert innlekkasje på over 100 l/minutt på stoff før injisering.

Innlekkasjene i hallene etter injeksjonen ble kontrollert ved oppsamling av innlekkasjevannet og kontrollmåling ved utpumping av vannet. De totale innlekkasjene ble målt til 27 l/minutt for hele anlegget, godt under kravet på 100 l/minutt. I tillegg ble grunnvannstanden i området overvåket med målebrønner. Det er ikke registrert endringer i grunnvannstanden som følge av utsprenkning av nye Oset vannrenseanlegg.

REFERANSER

- [1] Oslo vann- og kloakkvesen (1971): "*Oset rense- og pumpeanlegg*"
- [2] Norconsult Rapport (21. januar 2004): "*Oset vannrenseanlegg, Analyse av avstand mellom haller*", oppdragsnummer 3558900, 14 sider
- [3] Norconsult Notat (18. mai 2004): "*Nye Oset vannrenseanlegg, Evaluering av ingeniørgeologiske og anleggstekniske forhold*", notatnr.: an1631n, 46 sider
- [4] NGI Rapport 20011605-1 (7. mai 2002): "*Oset vannbehandlingsanlegg, Ingeniørgeologisk beskrivelse*", 15 sider

PROJEKT MITHOLZ, SCHWEIZ TUNNELDRIVNING I MYCKET SVAGA ZONER

Tunnelexcavation in very poor zones

Stig Eriksson, Skanska Project Support

1. SUMMARY

Mitholz project was part of the Lötchberg tunnel system and was the most northern of the three main projects of Lötchberg. Totally, Mitholz project included 26 km of main tunnels, 1 km of cross tunnels and several crossovers and caverns. Totally 17 km of the main tunnels were concrete lined as well as cross tunnels and caverns.

Generally the rock was good to very good except of two major zones, Autochton and Karbon. In these zones the excavation was done by using flexible steel arches (Omega type) with unreinforced slots to allow for deformations. The convergence varied normally between 300 to 700 mm in these zones (in worst case up to 1400 mm incl. initial convergence). Despite the difficult rock conditions the excavation advanced by 1.5 to 2,5 m per day excluding extra ordinary works. In areas with large convergence, the rock support were severely damaged and those parts had to be re-excavated with a more circular section prior to installing the concrete lining. In the most severe areas a more robust concrete lining was installed (reinforced and with concrete quality K70).



Bergklass 6 med deformationsslitsar

2. BAKGRUND

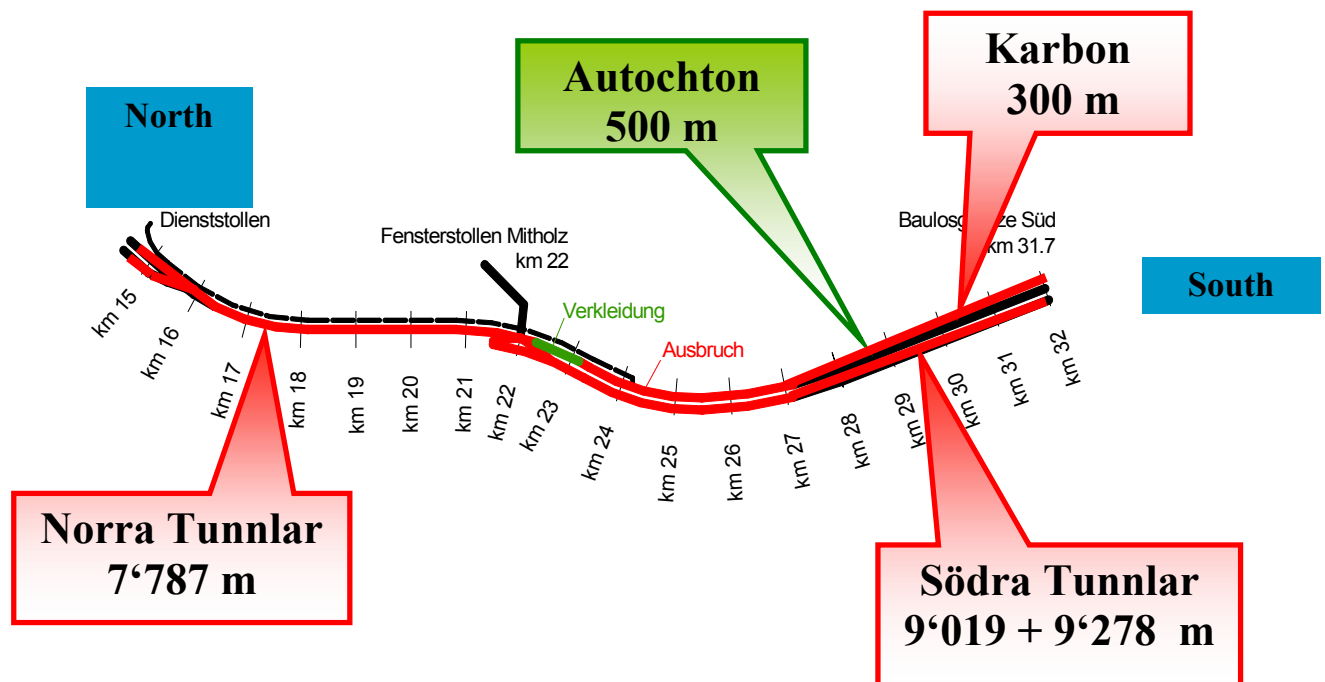
I Schweiz pågår en omfattande utbyggnad av järnvägsnätet. Syftet är att höja kapaciteten så att det i framtiden blir möjligt att transportera allt transitgods på järnväg. Förutom en positiv inverkan på miljön kommer också den ansträngda trafiksituationen på de schweiziska genomfartslederna i nord-sydlig riktning att förbättras.



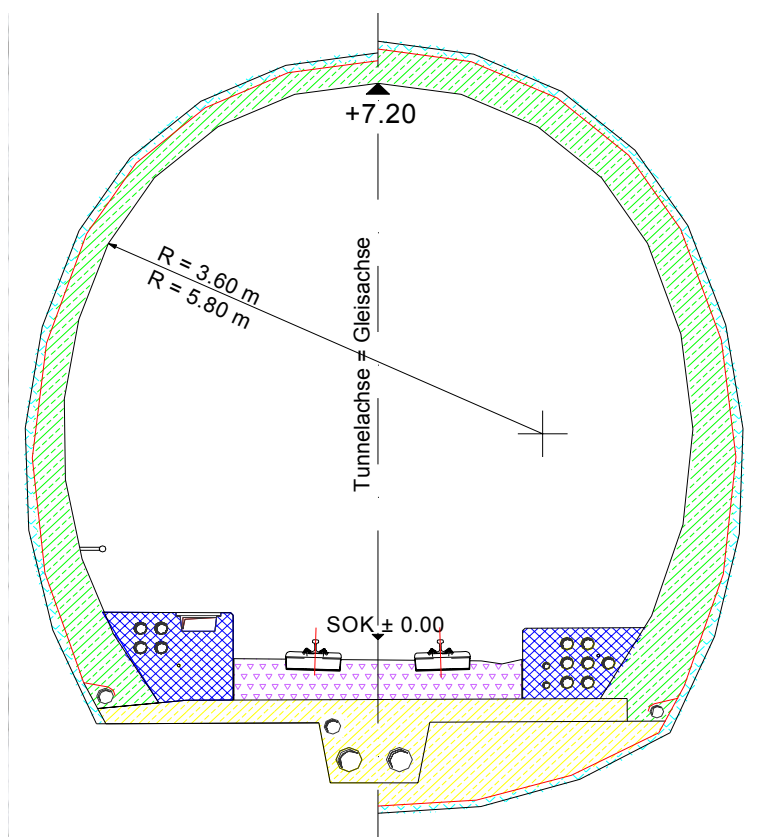
De största enskilda projekten i utbyggnaden av järnvägsnätet är två nya järnvägstunnlar, den 55 km långa Gotthardtunneln och den 35 km långa Lötschbergtunneln. Båda tunnelsystemen består av två parallella enkelspårstunnlar förbundna med tvärtunnlar. Dessutom ingår spårväxeltunnlar samt bergum för installation av nödvändig kringutrustning.

3. PROJEKT MITHOLZ

Projekt Mitholz ingår i Lötschbergtunneln som består av tre stora och flera mindre delprojekt. Projekt Mitholz är det nordligaste av de tre stora projekten. Projektet startade i februari 2000 och bestod av att färdigställa tre tunnelrör av vilka två inreddes med betonginklädnad. Var och en av tunnelarna är cirka 8 till 9 km lång. All loss hållning av berg har skett med borrhning och sprängning. Bergdriften startade i juli år 2000 i anslutning till den tidigare färdigställda, knutpunkt Mitholz. Tunneltvärsnittet varierade normalt mellan 63 m² och 90 m² beroende på bergkvaliteten. I den södra riktningen har två parallella enkelspårstunnlar drivits som förbinds med tvärtunnlar. Avståndet mellan tvärtunnelarna är cirka 330 meter. I den norra riktningen har en enkelspårstunnel drivits med undantag för de sista 800 metrarna, där också två parallella enkelspårstunnlar färdigställts. Tillfartstunneln till knutpunkt Mitholz, där huvudtunnelarna startar, är 1,5 km lång. Tillfartstunnel, knutpunkt Mitholz samt den 9,6 km långa undersökningstunneln färdigställdes i andra delprojekt mellan 1994 och 2000. All access till tunnelarna i projekt Mitholz skedde enbart via tillfartstunneln eftersom tunnelarna i norr utfördes i lösa massor (kontrakt Frutigen) med access från norr och i söder via en egen tillfartstunnel (kontrakt Ferden). I den del av Lötschbergtunneln som omfattar delprojekt Mitholz kommer endast den östra tunneln att trafikeras med tåg. Därför färdigställs den östra tunneln med betonginklädnad. Först omkring 2020 kommer, i en andra utbyggnad, den västra tunneln att inredas för tågtrafik.



Fram till dess fungerar den som service- och utrymningstunnel. I den västra tunneln kommer sprutbetong och ingjuten bult att fungera som permanent förstärkning fram till dess att betonginklädnaden färdigställs omkring 2020. Nedan visas en typisk tunnelsektion.



Tunnelsektion
Höjer för dåligt berg

4. PROJEKTDATA

- Beställare: BLS Alptransit AG.
- Anbudssumma: CHF 540,000,000 (SEK ~ 3,000,000,000).
- Slutsumma: CHF 800,000,000 (SEK ~4,800,000,000)
- Kontrakt: Generalentreprenad med cirka 10,000 prissatta poster.
- Byggtid: Februari 2000 till juni 2006.
- Total längd tunnlar: Cirka 26 km eller 1,850,000 m³ fast volym.
- Betonginklädnad: Cirka 17 km eller 250,000 m³ teoretisk volym.

SATCO är ett internationellt joint-venture som erhöll uppdraget i februari år 2000 och består av Strabag Österrike, Skanska Sverige, Vinci Frankrike, Rothpletz Schweiz och Walo Schweiz.

Beställaren BLS Alptransit hade en övergripande projektledning för norra delen av Lötchberg (OBL = Oberbauleitung) som ansvarade för design och projektledning av flera projekt inklusive projekt Mitholz. Designen utfördes av en grupp bestående av två företag från Bern, Emch + Berger och IUB. För projekt Mitholz hade OBL en konsultgrupp (ÖBL = Örtliche Bauleitung) från tre konsultbolag, som ansvarade för byggledningen på plats. OBL bestod totalt av omkring 6 till 8 personer och ÖBL av 10 till 12 personer. Under bergdrivningen fanns dessutom ca 5 geologer involverade för att täcka dygnets alla timmar.

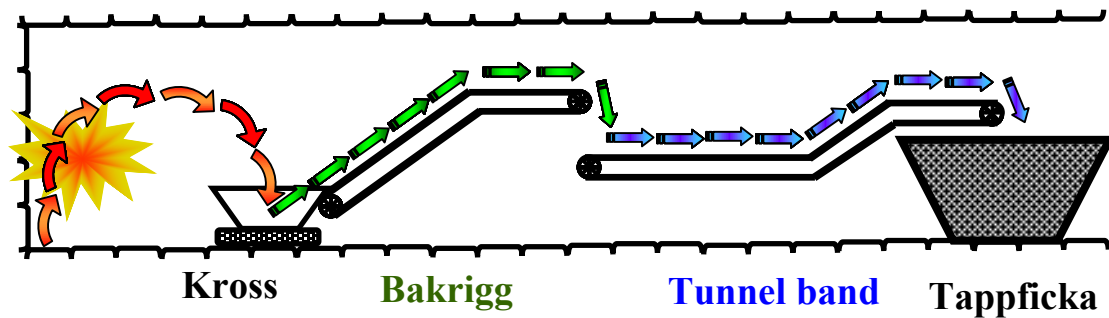
Både SATCOs och beställarens organisationer uppfattades som professionella och effektiva. Alla hade en praktisk och pragmatisk läggning vilket innebar att problem och förändringar löstes på ett rationellt sätt.

Kontraktets allmänna villkor regleras av den schweiziska normen, SIA. Kodning och uppdelning av mängdförteckning följer också schweizisk standard. Kontraktsvillkoren kännetecknas av följande punkter beträffande bergdriften:

- Berget indelades i åtta bergklasser med prissatta poster för varje klass.
- Prissatta poster för stillestånd och störningar. Fasta belopp per timme för förlorad tid som uppkom t.ex. vid injektering, förstärkning som orsakades av lokal geologisk störning, störning beroende på vattenläckage nära tunnelfronten, andra störningar som lavinfara, sonderingsborrning och förekomst av gas.
- Ersättning för bergförstärkning betalades för sprutbetong med teoretisk mängd och för bultning och nätning enligt utförd mängd (alla bultar ersattes).

5. SPRÄNGNINGSARBETEN ALLMÄNT

Projektet startade bergdriften i juli 2000 och all bergdrift var klar under mars 2005. Under denna tid har 26 091 m huvudtunnlar sprängts, drygt 1 km tvärtunnlar samt ett flertal spärväxeltunnlar och bergrum. I valet av produktionsmetod var det övergripande målet att hitta en metod med vilken hög kapacitet kunde bibehållas över hela tunnellängden. Bergdriften pågick parallellt i alla tre tunnarna och varje tunnel var helt och hållet utrustad med egna resurser och utrustning. Arbetena löpte i ett treskiftsystem och pågick 24 timmar om dygnet, sju dagar i veckan. En central komponent för den valda produktionsmetoden var en hängande bakrigg som installerades i alla tre tunnarna. Det är en mobil stålplattform (ca 125 m lång) som med hjälp av ett system av swellexbult, kättingar och balkar är upphängd i tunneltaket. Fri höjd under plattformen är cirka 4.5 m. På bakriggen finns utrustning och hjälpmedel för drift och underhåll installerade.

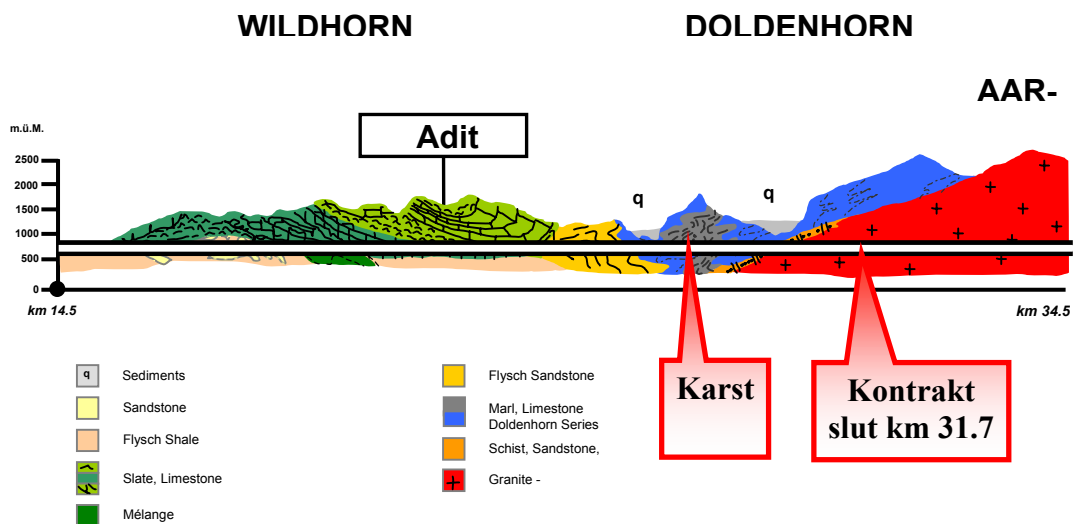


En principskiss av utlastningssystemet visas i figur ovan. Efter sprängning lastas och körs berget med hjälp av lastmaskin till krossen som är belägen mellan 70 och 100 meter bakom tunnelfronten. Efter krossning har bergstyckena en maximal kantlängd på 200 mm. Från krossen transporteras berget på det hängande transportbandet cirka 500 m bakåt där det faller ned på det fast installerade transportbandet.

6. GEOLOGI OCH BERGKLASSER SAMT KAPACITETER

I delprojekt Mitholz passerar tunnelarna tre geologiska avsnitt, se bild nedan. En förenklad sammanfattning av geologin i de olika avsnitten beskrivs nedan.

- Wildhorn består i huvudsak av skifferbergarter med varierande grad av metamorfos och sammansättning. Det är dels en blandning av ler- och margskiffer som innehåller sandstenslinser, dels längre avsnitt av kompakt metamorf kalksten.
- Doldenhorn innehåller olika typer av kalkstens och sandstensbergarter.
- Aar är i huvudsak sammansatt av granit och gnejs.



Bergförstärkning skedde enligt de i kontraktet föreskrivna bergklasserna. Det fanns sammanlagt åtta stycken, se tabell nedan. Bergklass 1 motsvarar bra berg, bergklass 2 motsvarar medelbra berg, bergklass 3 något sämre berg, osv.

Bergförstärkning och bergklasser.

Bergklass	Salvlängd	Bult (Friktions och/eller ingjuten)	Sprutbetong	Övrig information
1	> 4.0 m	2.5-3.5 meter långa 4-8 st./löpmeter	8 cm (ev. med nät)	Ostörd kapacitet = 12,5 m/d
2	4.0 m	2.5-4.0 meter långa 6-10 st./löpmeter	10 cm (ev. med nät)	Ostörd kapacitet = 11,5 m/d
3	2.5 m	3.5-4.5 meter långa 10-15 st./löpmeter	15 cm (ev. med nät)	Ostörd kapacitet = 8,5 m/d
4	2.0 m	3.5-5.0 meter långa 0-4 st./löpmeter	21 cm (med nät)	Stålbågar HEB 120 1 st./löpmeter Ostörd kapacitet = 4,5 m/d
5	1.5 m	4.0-6.0 meter långa 0-4 st./löpmeter	27 cm (med nät)	Stålbågar HEB 160 1-2 st./löpmeter Ostörd kapacitet = 3,5 m/d
6 (delad tunnelfront)	1.5 m	3.5-8.0 meter långa 15-20 st./löpmeter	25 cm (ev. med nätarmering)	Stålprofiler Typ HT 29/58, 1-2 st./lm Slits för deformationer Ev. förstärkning tunnelfront Ostörd kap. = 1,5 - 2,5 m/d
7 (delad tunnelfront)	1.0 m	3.5-6.0 meter långa 0-6 st./löpmeter	27 cm (ev. med nätarmering)	Stålbågar HEB 160 1-2 st./lm Spiling l=3-4 m Ev. förstärkning tunnelfront Ostörd kap. = 1,5- 1,75m/d
8 (smällberg)	4.0 m	2.5-4.0 meter långa 10-20 st./löpmeter	10 cm (ev. med nätarmering)	Ostörd kapacitet = 9-10 m/d

En ändring av aktuell bergklass har bestämts i samråd mellan beställaren och entreprenören. Den slutliga fördelningen på bergmassans kvalitet var att 27 % har klassats som bra berg (bergklass 1), 15 % som medelbra berg (bergklass 2) och 53 % som något sämre berg (berg klass 3). 6 % har klassats som dåligt berg (bergklass 4-7) samt 2 % som smällberg (bergklass 8). Förstärkningsinsatserna skulle i stort sett oavsett bergklass vara avslutade inom 30 meter från tunnelfront.

Konvergenspunkter installerades regelbundet och de fortlöpande mätningarna har visat, med några få undantag, att den valda förstärkningen har gett stabila bergförhållanden.

7. SONDERINGSBORRNINGAR

Den norra tunneln samt de första 2 km av de södra tunnelarna täcktes av den tidigare utförda undersökningstunneln (TBM, dia 5 m) varför endast enklare sonderingsborrningar utfördes för detta parti.

För det geologiska avsnitt som benämns Doldenhorn hade beställaren prognostiserat förekomst av karsthåligheter och krosszoner med den kända zonen Autochton. Dessa geologiska strukturer förmodades innehålla slam och vatten och stå under högt vattentryck. Avsnittet omfattade cirka 2.8 km av tunnelsträckan söderut, i både östra och västra tunnel. Tunneldrivningen längs denna sträcka betraktades av beställaren som den största risken för att en försening skulle uppstå för hela projekt Lötschberg. Två typer av sonderingsborrningar har ingått i den normala arbetscykeln. Den ena



Borrragrat för sonderingsborrning

typen borrades med tunneljumbo och utgjordes av 24 m långa hål som varierade mellan 6 och 12 till antalet. Den andra typen av borrningar utfördes med ett kärnborrapparat, se bild ovan. Tre stycken sådana aggregat fanns på plats i Mitholz. Från tunnelfronten kärnborrades 2 stycken cirka 300 meter långa hål. Varje hål försågs med ett 20 meter långt stålrör som gjöts fast och provtrycktes till 100 bar. Till det anslöts en så kallad "Blow-Out-Preventer". Det är i princip en ventil genom vilken borrning kan ske, och som säkerställer att hålet omedelbart kan stängas eller avslutas om vatten eller slam med högt tryck skulle påträffas under borrningen. Varje borrning om två hål tog mellan 5 och 7 dagar att genomföra och under tiden var bergdriften inställd i den aktuella tunneln. Beställaren karterade kärnorna och undersökte hålen med georadar samt genomförde hydrogeologiska mätningar för att fastställa aktuellt vattentryck och permeabilitet. Kärnborrhålen injekterades innan bergdriften återupptogs.

Detta parti, dvs. det 2,8 km långa avsnittet, passerades och höga vattenflöden i kombination med högt vattentryck påträffades bara i en av krosszonerna. Det resulterade i att bergdriften inställdes för injekteringsarbeten under cirka en månad. Den svåraste delen, zonen Autochton, var ca 500 m och drevs sedan med flexibla stålågar (bergklass 6) med oförstärkta slitsar för att klara deformationer. Ingen förinjektering utfördes under drivningen av zonen förutom i slutet av detta parti vid övergången mellan kalksten och granit där en viss förinjektering gjordes.

Drygt en km senare påträffades en oväntad svaghetszon, Karbon, som bestod av mestadels sedimentära bergarter med inslag av grafit och stenkolk. Denna zon var drygt 200 m men dock relativt torr vilket underlättade drivningen. Även denna zon drevs med stålågar (bergklass 6).

Det maximalt tillåtna inflödet av grundvatten i projekt Mitholz var totalt 260 l/s. I det 2,8 km långa avsnitt där vattenläckaget befarades vara som störst var det tillåtet att släppa in max. 195 l/s. Det verkliga värdet längs denna sträcka var cirka 50 l/s.

8. DRIVNING I DÅLIGT BERG

Drivning i dåligt berg har utförts framförallt i de södra tunnlarna genom de två ovan nämnda zonerna Autochton samt Karbon. Konvergensen var stor i båda zonerna, normalt från 300 till 700 mm. Bergtäckningen var 500 till 1000 m i dessa zoner varför

Technical drawing of a circular tunnel cross-section. The drawing includes the following elements:

- Annotations:**
 - ev. GFK Injektions- oder Injektionsbohranker als Ortsbrustsicherung
 - Anker im L1
 - Spritzbeton im L1
 - Stahlprofil TH 29/58 im L1
 - Auffüllung mit Ausbruchmaterial Anforderungen gemäß Angabe
 - Konvergenzschlitze bei Sohlgewölbeinbau (Nachgiebige Verbindung der Rinneprofile und Ausparung im Spritzbeton)
- Dimensions and Coordinates:**
 - Vertical axis: +7.96, +3.60, +2.50, 0.00, -0.92, -3.05, -3.915, -3.896
 - Horizontal axis: 2.31, 2.752, 3.915, 3.05, 3.896
 - Angles: 35°40'37", 36°21'03"
 - Curvature: R=4.36, R=7.90
 - Other: 0.5%, 0.94, 0.30
- Internal Features:**
 - Kalotte (Crown)
 - Stützen (Supports)
 - SOK (Sohlkantenortung)
 - Konvergenzschlitze (Convergence slots)
 - sehe Detail (see detail)

Abdichtung

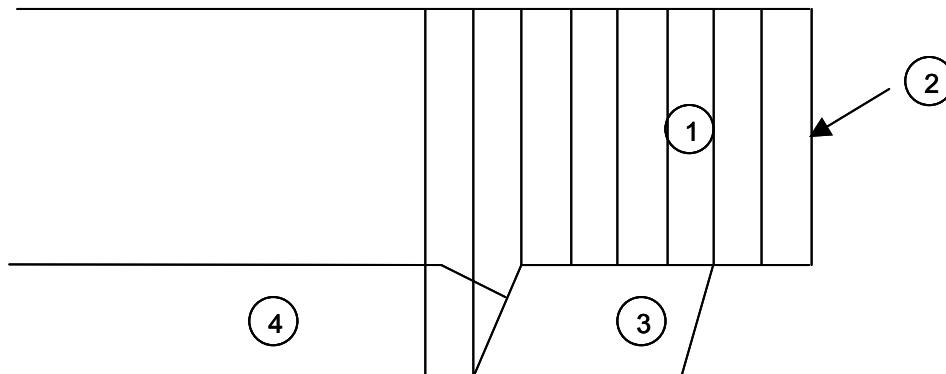
Raum zur Aufnahme von Konvergenzen

Verkleidung d=30cm. Ausführung erfolgt später
 nach Spritzbeton KL C oder CL im L I
 über Gewölbeabwicklung (ev. mit Stahlfaser)

Stahlprofil TH 240/84 im L I
 mit regulierbarer Verdachung
 1-2 Stück pro Abzucht
 16cm Spritzbeton KL C im L I
 17x 240/84 /m² Mischbeton oder
 Hochdruckbeton L = 5 bis 8.00mm im L I
 ev. Injektion/Injektionsbohrer
 ev. Netz K 100 oder K200 im L I
 4cm Spritzbeton KL C I
 nach Abklängen der Konvergenzen (L3 oder später)
 inkl. Verfüllen der Schlitze

182

1. Drivning av galleri för 3 till 5 bågar framåt. Drivningen skedde med 1 m indrift varefter stålbågen installeras samt sprutbetong och nät. Stuffen förstärktes normalt med sprutbetong och bult.
2. Kraftigare förstärkning av stuff med sprutbetong och bult.
3. Drivning av pall för 3 till 5 bågar framåt. Drivningen skedde med 1 m indrift varefter stålbågen installerades (slöts) samt sprutbetong och nät.
4. Återfyllnad av pall upp till botten av galleri med importerade massor eller i vissa fall med tunnelmassor. Detta gjordes för att höjden annars blev för stor i tunneln för all utrustning.



Drivningssekvens i bergklass 6

Det bör noteras att palluttaget alltid släpade minst 2 till 3 m bakom stuffen för att få en mer stabil stuff. Med ovan beskrivna procedur slöts stålbågen helt endast ca 8 till 10 m bakom tunnelstuff.

Vid uttag av galleriet borrades alltid konturhålen men normalt användes inget sprängmedel utan massorna kunde schaktas med en tunnelgrävare (Liebherr R-932). För enstaka hårdare partier borrades några hål som laddades för att luckra upp berget. Kompletterande bultning gjordes vid behov senare.

Trots denna komplicerade drivning erhöles en daglig indrift om 1,5 till 2,5 m exklusive extraordinära arbeten (sonderingsborrningar, injekteringar, omschaktning mm.) vilket måste betraktas som mycket bra. Denna typ av drivning är dock vanlig i syd och mellan Europa varför manskapet var vana och kunniga.

De oförstärkta slitsarna (ca 400 mm breda) utfördes på följande tre olika sätt:

- Tomma slitsar genom installation av cellplast under sprutningen
- Installation av betongelement med låg hållfasthet (Stauchelemente Typ HYC)
- Installation av speciella stålfjädrar (system Allwag)

Användandet av betongelement med låg hållfasthet var den metod som uppfattades som mest praktisk och enklast att använda.

Konvergensmätningar utfördes kontinuerligt och nedan visas några exempel från zonen Karbon som hade störst konvergens. Konvergensen var störst vid anfang och betydligt mindre vid golv. Konvergensen uppmättes normalt till 300 - 700 mm. Största uppmätta konvergens var ca 1200 mm och uppskattades till ca 1400 mm inklusive initieell konvergens (innan mätning startade).

I partier med mycket stor konvergens skadades förstärkningen och dessa partier måste omschaktas och förstärkas på nytt, se bild på skadad bergförstärkning nedan.

Figur 2: Messwerte (Punkte) für die 4 untersuchten Messquerschnitte und angepasste Sulem & al. Kurven nach Formel (2). Die Kurvenknicks entsprechen Ortsbrust-Stillständen. Obwohl die Kurvenanpassungen im Oktober 2004 abgeschlossen wurden, sind die seither gemessenen Werte weiterhin aufgetragen.

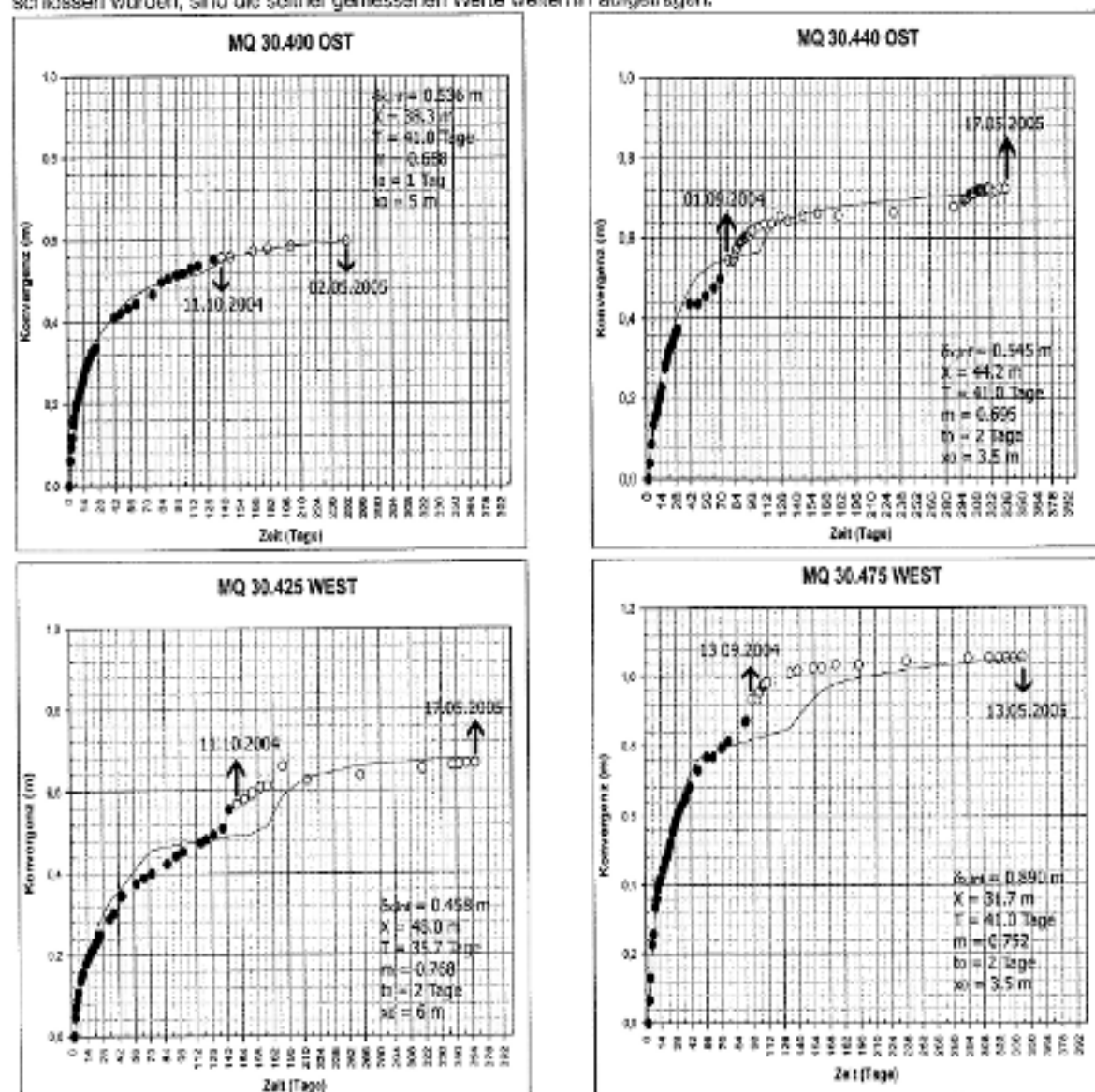


Bild 6: Infolge schiefe Einfallen der Schichtung schief gestellte Einbaubögen



Efter omkring 200 dagar hade normalt konvergensen avstannat, förutom i vissa partier där en krypdeformation med några mm per vecka kunde observeras. Beroende på konvergensen utveckling har ett av följande tre handlingsalternativ valts:

1. Om konvergensen avstannat och förstärkningen inte var skadad så sprutades slitsarna igen, eventuell extra bult samt ett sista lager av sprutbetong installerades innan normal betonginklädnad installerades.
2. Om konvergensen var stor och förstärkningen skadats så schaktades partiet om till en mer cirkulär sektion och ny förstärkning installerades (bergklass 6B eller 6K). Efter kontroll att konvergensen avstannat för den nya sektionen så sprutades slitsarna igen, eventuell extra bult samt ett sista lager av sprutbetong installerades före normal betonginklädnad.
3. Som punkt 2 ovan men om konvergensen inte hade avstannat för den nya sektionen så utfördes arbeten som ovan men en kraftigare armerad betonginklädnad med betongkvalitet K70 installerades.

I den armerade betonginklädnaden i partier med mycket stor konvergens (punkt 3 ovan), har även sensorer installerats i betongliningen för att kunna mäta framtida spänningar i betongen.

9. SLUTSATSER

Den valda produktionsmetoden med bakrigg och transportband hade för projekt Mitholz följande fördelar.

- God arbetsmiljö vid tunnelfronten med avseende på luftkvalitet och temperatur.
- Minskad tung trafik i tunnlarna. Positivt för både säkerhet och arbetsmiljön i tunneln.
- Höga snittkapaciteter på utlastning bidrar positivt till att korta cykeltiderna.
- Korta stillestånd i samband med förlängning av ventilation, strömförsörjning, etc.
- Förenklad logistik för både försörjningsarbeten till tunneldriften och underhållsarbeten av tunnelutrusning.
- Alla resurser och service finns alltid tillgängliga nära tunnelfronten oavsett bergkvalitet (behovet av bra väg är mindre).

De två största svaghetszonerna Autochton och Karbon drevs i bergklass 6 med flexibla stålågar för att klara deformationer. Drivning i denna typ av berg kräver alltid flexibilitet eftersom förändringar och anpassningar av förstärkningar och metoder måste ske kontinuerligt. I Mitholz har drivningen i dessa zoner gått bra och detta beror framförallt på följande:

- I zonen Autochton utfördes en omfattande injektering för att minimera vatten
- Zonen Karbon har haft liten förekomst av vatten
- Bergklass 6 med flexibla stålågar och oförstärkta slitsar fungerade väl och endast partier med mycket stor konvergens behövde schaktas om
- Byggledning och entreprenören hade professionell och effektiv personal
- Samarbetet mellan byggledning och entreprenör var mycket bra vilket innebar att alla förändringar och problem löstes rationellt
- Manskapet var vana och kunniga av att arbeta i dåligt berg

