

intake there is a 12 m deep and 45 m long spoil trap. The dimensions of the spoil trap was several times larger than necessary, allowing the debris from the final excavation and trimming of the rock plug to be dumped in the spoil trap leaving mucking of the debris not necessary at this point.

The intakes are 7.5m in diameter, circular, and the final rock plug lengths were designed to be 5.0 and 5.5m. The angle of the final drilling was shifted from the 45° of the shaft to 80°, corresponding more or less to the perpendicular angle to the rock surface at the lake bed.

The distance along the intake tunnels from the intake to the gates is 265m for the left intake and 289m for the right intake. For hydraulic reasons all parts of the tunnel system is fully concrete lined all the way up to about 15m from the intake. The rock mass conditions in the project area are fairly good and would have allowed a large part, if not all, of the tunnels to be left unlined.

A 3D model from the intakes to the gate structures is shown in Figure 5.

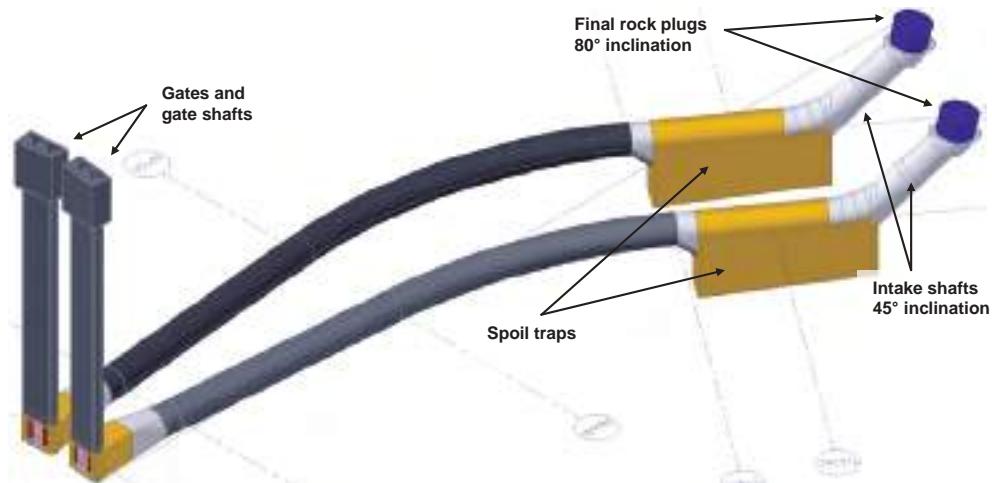


Figure 5 Geometric layout of the Koyna double lake tap.

Tunnelling towards the intake

Excavation of the last part of the tunnel towards the intake is regarded as sub-sea tunnelling and gradually also tunnelling with very low overburden. General principles to be followed were:

- Probe drilling in order to be well prepared for any adverse rock mass conditions of significant water leakage
- Probing all the way through to the reservoir at critical locations in order to verify the exact location of the tunnel in relation to the lakebed
- Careful blasting in shorter rounds as the face approaches the final rock plug
- System of probe drilling through the final face was performed in order to gather data for the final blast design

Due to the geometry of the tunnel system the excavation towards the final rock plug was rather time-consuming, as the excavation works was carried out from bamboo scaffolds using jackleg drill equipment. For each blast the scaffold needed to be removed and/or repaired.

Besides normal rock support in the tunnel, a double ring of pre-tensioned spiling bolts with 1 m spacing around the designed opening towards the reservoir was included. The bolts used were 4 m long end anchored tensioned bolts that were later fully grouted. The face itself was scaled and a thin layer of shotcrete was applied in some sections.

Probe drilling and grouting

The final geometry and dimensions of the rock plugs were decided based on a series of probe drilling through to the reservoir. The rock mass towards the rock surface was rather permeable and this combined with the high degree of consolidation of the overburden material made it very challenging to determine the exact location of the rock surface. Determination relied mostly on observing the change in colour of the return water when leaving the grey basalt entering into the reddish soil. The work was further challenged by worn out and unsuitable pneumatic drilling equipment, causing frequent break down. At one point though, a medium sized fish, splashing down on the work platform, left the question of whether or not we had reached the reservoir more or less settled.

As expected some grouting of the final rock plug was necessary. The result of the grouting was fairly good leaving the face reasonably dry, also after drilling of the final blast.

Blast design, charging, and detonation system

Data from the probe drilling was used to generate a 3-dimesional model of the rock surface outside the tunnel. This model was used to determine the appropriate length of each individual drillhole for the final blast. Due to uncertainties of the exact location of the rock surface and the consolidated nature of the overburden, it was decided to push the blast holes rather close to the theoretical rock surface. A target of 20-30cm was decided, which off course would lead to a significant number of drillholes to be drilled a little too far. These holes were then plugged towards the end by using standard packers – which in turn would result in further challenges at a later stage.

The final rock plugs were circular with a diameter of 7.5m and the lengths ranged 5.2 – 6.0m (the left intake) and 4.8 – 6.6m (right intake), resulting in volumes of 248 m^3 and 261 m^3 respectively. The blast design comprised 110 charged drill holes, with 51 mm diameter, and 9 burn holes of 89 and 102 mm, ref. Figure 6.

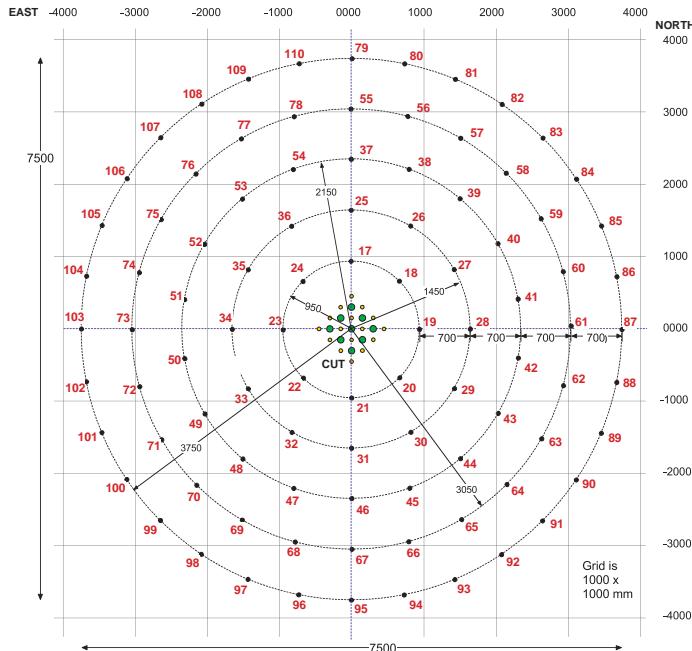


Figure 6 Blast design for left and right intake.

A total of 835 kg (left) and 857kg (right) of explosives was used, resulting in specific charge of 3.4 kg/m^3 and 3.4 kg/m^3 . The explosives used was 27mm cartridges of NSP711 (Bonogel) plastic explosive, which has proven to be very resistant to pressurized water and therefore suitable for lake taps at great depth.

Before commencement of charging, all blast holes were controlled and measured by and a final blast design was prepared based on the actual conditions. Charges for all holes were prepared in plastic pipes of correct lengths corresponding to each individual blast hole. This work was performed above ground, where the conditions with respect to light, ventilation and work space was more optimal than at the face of the tunnel. The charge in each hole was equipped with 2 detonators (one at the bottom end of the hole and one in the middle) connected to their own individual ignition system. Both ignition systems were connected in parallel ensuring that all connections and all detonators should receive ignition if any connection/detonator fail. 2 separate ignition lines were drawn from the rock plug to the surface and fixed with nylon zip-ties on bolts in the tunnel wall at 2 m intervals.

The charges were kept in place in the almost vertical holes by traditional cones/wedges made out wood. Such cones have proven to be very suitable for this type of job, particularly since the wood will expand if it becomes wet, thereby resulting in an even tighter grip in holes leaking water.



Figure 7 Tie in of nonelectric detonators.

As mentioned earlier, some of the blast holes were drilled through to the reservoir but plugged by using a disposable packer towards the end of the hole. After completion of all charging and connection, and while the scaffold toward the face was being disassembled, a moderate earthquake occurred. Shortly after, massive water leakage occurred in some of the charged holes (Figure 8). Normally, the wooden cones will ensure that the charges do not fall out of the holes. However, the massive leakage indicated somewhere close to full opening towards the reservoir, resulting in a 40 mWc (4 bar) pressure on the charges. This was considered a little too risky, and it was decided to rebuild the scaffold in order to further secure the charges in these holes. This was done by installing a horizontal steel plate across the bottom of the wood cone, anchored by two short bolts on each side of the blasthole. This improvised design proved to be efficient and easy to install and was quickly baptised the "*Koyna Plate*". The work of disassembling the scaffold was recommenced, only to find the next morning a great number of new holes had started to leak.

After taking care of the new leaking holes in the same way, nearly all of the holes where a disposable packer had been used, where now secured with a *Koyna Plate*. It has been speculated in the reason for the leakages, occurring weeks after installation of the packer, and 2 – 4 days after completed charging. The cause may be faulty installation of the packer, and the final failure may possibly have been triggered by the earthquake shaking the area 1 – 3 days prior to the leakages occurring.



Figure 8 Intense leakage occurring after completed charging.

Monitoring system

The water level inside the intake tunnel was monitored by level sensors at the elevation of the intended waterline in the air pocket. The purpose of the level sensors is to be a physical indication of the actual water level during filling of water and compression of the air.

Additionally, pressure sensors were installed in the air pocket and under the target waterline close to the rock plug, and at the invert next to the gate. The purpose of the pressure sensors is to monitor the pressure in the air-pocket during the filling process, be a back-up system for monitoring the water level, and to document the pressure-build up during the blast.

The different elements of the monitoring system were connected to 2 separate lines of data cables, reducing the risk of losing all monitoring equipment in the case of failure of one cable. The cables were drawn along the tunnel wall and fixed to rock bolts at minimum 1 m distance from the firing cables.

Design of water filling and compression of air

The dynamic system of a lake tap is made up of reservoir, tunnel and shaft (for open lake tap system). During and after the blast the water from the reservoir enters the tunnel. The water rushing into the tunnel due to the difference in pressure between the outside and the inside of the plug causes a pressure surge in the tunnel. To minimize the amplitude of this pressure surge and the resulting pressure on the gates, the air pocket under the plug is pressurized, i.e. the pressure difference over the plug is reduced. The optimal range for pressure difference

over the plug prior to the blast is determined based on various input, e.g. rock conditions, tunnel roughness, rock plug size, air pocket size and amount/type of explosives.

Shockwaves from the explosives are also transferred to the water but are damped by the phase interface air/water in the air pocket. The shockwaves can be considered as high frequency pressure pulsations as opposed to the slower pressure fluctuations due to the water surge.

The level of water filling and pressure in the air pocket were designed based on calculations using semi-numerical software for transient simulations; *SURGE*, developed by Norconsult. Final optimisation of the filling level and air pressure was performed at site when the final blast design was finished and the exact amount of explosives was known. The water level in the reservoir 2 days prior to the blast was elevation 642, and the final adjustments to water and air filling was based on this. Simulations of the pressure surge suggest expected maximum pressure on the gate of 76.8 mWc (left) and 77.2 mWc (right). The simulation is shown in Figure 9.

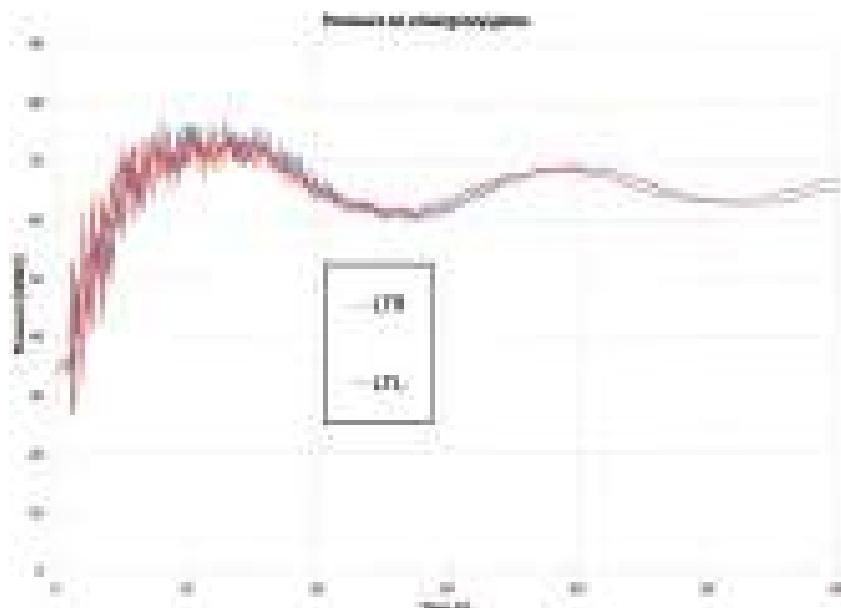


Figure 9 Simulation of pressure build-up at the gates.

Final preparations and detonation

Charging of the blasts and installation of monitoring equipment inside the tunnel was completed 15th April. Preparations, including securing of charges after leakages occurring, continued until 21st April. The final connection of the ignition system, using electronic detonators, was then performed. The filling of water and air filling continued for 3 days.



Figure 10 Access by boat across the spoil trap, for final tie in of electronic detonation system.

After verification of evacuation of all critical areas and final check procedures the final blast of the double lake tap was successfully performed on the morning 25th April.

RESULTS FROM BLASTING

Monitoring

On the day of the lake tapping the lake level was approximately elevation 642.5 the measured pressure build-up at the gates is shown in Figure 11. The two blasts were initiated simultaneously about 5 seconds into the graph. The picture in Figure 12 shows the air bubbles after the blast reaching the surface of the reservoir.

Measured maximum pressure at gates during/after blast:

- LTL: 73.2 mWc
- LTR: 69.5 mWc

The pressure loads on the gates were lower than the calculated maximum load. This was particularly the case for LTR. The reason for this is assumed to be a result slower filling of the tunnel, possibly due to a slower break-through at the right intake caused to somewhat thicker layer of consolidated overburden above this plug.

From the analysis of the high speed evolution of the pressures in the muck pits (LTL and LTR), it is clear that all the explosives were initiated at all detonator delays.

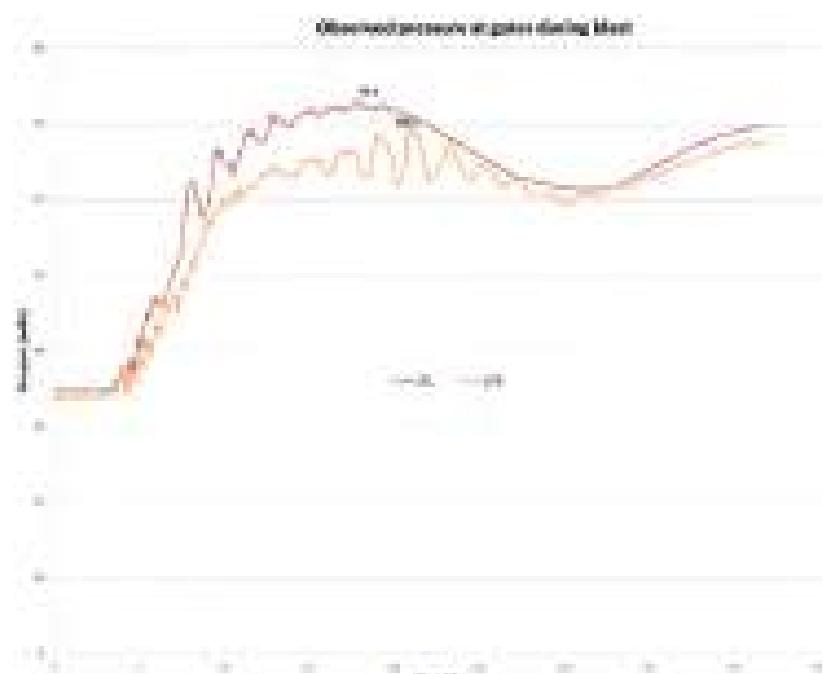


Figure 11 Measured pressure at the gate during the first 45 seconds after the final lake tap blasts.



Figure 12 Double lake tap at Koyna Stage IVb, 25 April 2012.

TUNNELDRIVING I SVELLENDE BERGARTER
TUNNELLING IN SWELLING ROCK MASS**Werner Stefanussen, Senior ingeniørgeolog, Sweco Norge AS****Sammendrag:**

Problem med svellende bergarter opptrer spesielt i forbindelse med finkornige vulkanske tuff (siltstein, leirstein) og agglomerater. Prøvetakling og laboratorieanalyser er vanskelige, og laboratorieresultatene gir usike verdier for svelletrykk. Innholdet av smektitt er av vesentlig betydning for svelleegenskapene, men også innholdet av zeolitt og hematitt kan ha betydning. Prøvemetodene som benyttes er både fri svelling, ødometertesting, sykliske tester og indekstester. Dimensjonerende svelletrykk er den viktigste faktoren, men den inneholder en vesentlig usikkerhet, og designtrykket er ofte påvirket av designerens konservativisme.

Summary:

Swelling rock is mostly considered to appear in volcanic tuff and agglomerates. Rock sampling and testing are often difficult, and the laboratory results does not give reliable and correct design swelling pressures. The smectite content is the dominating mineral, but also zeolite and hematite can have consequences for the swelling pressure. The test methods includes free swelling, oedometer testing, cyclic testing and index testing. None of these will give the exact design swelling pressure, and may in some cases be factorized, based on the designers experience and conservative approach.

1. INNLEDNING

Tunneldriving i svellende bergmasse har en del spesielle utfordringer. For snart 10 år siden holdt jeg et innlegg om samme tema på Kursdagene NTNU, basert på mine erfaringer fra temaet. Nå har det gått ca 10 år, og erfaringsmassen har økt, spesielt gjennom de 3 siste årene, hvor jeg har vært tilnærmet fullt involvert i problemer med slike tunnelprosjekter.

Foreliggende artikkelen presenterer en del spesielle problemstillinger, spesielt med hensyn til svellende bergarter. Hensikten er å vise hvordan slike problemstillinger opptrer, hvordan de kan verifiseres og hvordan de kan påvirke designen og tunneldrivingen.

Erfaringene er hentet fra tunnelprosjekter i Guatemala, Nepal, Dominikanske Republikk, Panama, Chile og Peru. De er hentet fra tunneler i forbindelse med vannkraftprosjekter og gruveprosjekter. Det betyr prosjekter fra Himalaya og Andesfjellene.

2. SVAKE BERGARTER, SVELLENDE BERG

Svellende bergarter er bergarter som inneholder svellende mineraler, i første omgang smekttitt som tilhører montmorillonitt-gruppen. Montmorillonitt er en av hovedbestanddelene i forvitret/omvandlet vulkansk aske.

Den store utfordringen med svellende bergarter er å påvise at det er svelleegenskaper i bergmassen, samt å finne dimensjonerende svelletrykk.

I foredraget under Kursdagene på NTNU i 1998, over litt av samme tema, konkluderte jeg med at det er mye u gjort arbeid med å finne gode testmetoder for å påvise svellende egenskaper, og ikke minst å finne dimensjonerende svelletrykk.

Svellende bergarter har en egenskap som er vanskelig å ta hensyn til, og som kan gi store overraskelser. Normalt når vi påviser svelleleire, får vi en relativt rask reaksjon når den kommer i kontakt med vann. Med rask mener jeg i denne sammenheng innenfor noen uker, eller kanskje måneder. Svellende bergarter har imidlertid vist at det kan ta flere år før reaksjonen slår ut for fullt.

I dette foredraget vil jeg stort sett benytte erfaringer fra vanntunneler. I slike prosjekter kan det ta noe tid før vannfyllingen skjer etter at tunnelene er sprengt ut, og det kan i tillegg ta tid før svellereaksjonene kommer for fullt. Svellende bergmasse i en tilløpstunnel for et vannkraftverk kan i verste fall medføre blokkeringsras og konsekvensene kan bli svært store. I tilfellet raset skjer når verket er i produksjon er det ikke et pågående tunnelanlegg. Det betyr at det krever en del tid før opprydding og sikring er i gnag, videre kan det bli store kostnader med selve sikringsarbeidet og ikke minst vil det bli et produksjonstap. Det er derfor svært viktig å finne eventuelle svellende bergmasser under kartleggingen, planleggingen av tunnelen eller under drivingen av tunnelen.

3. HVORDAN SKAL VI PÅVISE SVELLENDE BERGARTER, OG HVORDAN KAN VI UNDERSØKE SVELLEPOTENSIALET?

Geologisk sett synes det som om yngre vulkanske fjellkjeder inneholder svellende bergmasse. Da vil jeg spesielt nevne Alpene, Himalaya og Andesfjellene. Bergartene som innehar slike egenskaper er gjerne siltskifer/leirskifer (lutitt), sandsteiner eller konglomerater. De er alle et resultat av lavaflommer eller askelag. For å detektere slike bergarter er det derfor viktig å ha kjennskap til geologien i området, og spesielt geologiske formasjoner, da det ofte viser seg at de svellende bergartene opptrer i bestemte geologiske formasjoner. Kjerneboring for undersøkelse av bergartene og bergmassekvaliteten i prosjektområdet, kan ofte også gi informasjon om svellepotensiale ved å utføre laboratorieanalyser på prøvematerialet. Laboratoriemetodene som benyttes kommer jeg tilbake til.

Under planleggingen av anlegget er det derfor viktig å ha erfarte geologer som kan observere og påvise mulige svellende bragarter, samt ta ut prøver for lab-testing. Under byggingen av tunnelen er siste mulighet til å detektere mulige svellende bergmasser før tunnelen tas i bruk. Grundig geologisk kartlegging, prøvetaking og testing av potensielle bragarter er meget viktig i slike anlegg.

Innholdet av montmorillonitt er i det alt vesentligste som bestemmer svellepotensialet i bergmassen. I tillegg kan zeolitt (laumontitt) ha betydning. Dette fordi zeolitt er et vannholdig aluminiumsilikatmineral som slipper vannet ved tørking og utvider deg med trykk når det blir vannmettet igjen. Dette kan gi ekstra store svelletrykk når de er i blanding med smekttitt.

4. LAB-TESTER

Det er flere typer tester som kan foretas for å bestemme svellepotensialet i en bergmasse. De mest relevante er:

- Fri svelling
- Ødometer
- Syklistisk test
- Indeks test

De to første testene er kjente fra våre universiteter og laboratorier. Syklistisk testing foregår over lang tid, det vil si flere år. Jeg vil ikke komme inn på dette i denne artikkelen. Indeks testing benyttes blant annet med ethylenglycol (frostvæske) og denne metoden skal jeg omtale noe.

4.1 Vanntest

I tillegg til de metodene som er nevnt over vil jeg starte med den enkleste testen av alle.

-Ta en liten bergprøve og legg den i et glass vann på kontorpulten din. Da må det vel avdekkes om det er svellepotensiale i bergmassen?

Kanskje og kanskje ikke. I mange tilfeller vil en prøve som legges i vann reagere nokså rask med ekspansjon av riss og kollaps av prøven. Men i andre tilfeller skjer det ingen ting. Prøven kan ligge i vann i lang tid (flere uker) uten at det skjer noe. Dette skyldes at de microrissene som er i prøven ikke har åpnet seg, og vannet får dermed ikke trekke inn i prøven, eller at det er mye jernoksyd i prøven (hematitt) som lager en innkapsling av de eksanderende mineralene. Dette er en kjemisk reaksjon som enda ikke er helt oppklart, og dermed ikke kan benyttes på en riktig måte.

Prøven som ble lagt i vann, kan deretter legges til tørk, og så legges i vann igjen, med det resultat at det skjer svelling og oppsprekking av prøven. Dette kan ta litt tid (dager) eller det kan skje i løpet av sekunder. Dette resultatet er en sterk indikasjon på at svelling kan være et problem.

4.2 Fri svelling

Testing med fri svelling og mineralogisk analyse er normal prosedyre for svellende leirmineraler. Bergprøven knuses ned og materiale <0,15 mm (#100) benyttes til testingen. Dersom det finnes fri svelling eller montmorillonitt i prøven, er det naturlig å utføre en svelletest i ødometerapparatet, slik vi kjenner det fra testing av svelleleire. Bergprøvene (som ikke er leire) må imidlertid nedknuses og prepareres på en spesiell måte.

4.3 Ødometer

Ødometertest utføres på nedknust pulver fra bergarten som er preparert for testing i en ødometercelle. Den gir et svar på svelletrykket som prøven opparbeider over tid. Testen tar ca en ukes tid.

Resultatet kan benyttes direkte til design trykket, eller det kan benyttes en laboratoriefaktor fordi vi har behandlet prøven på en nokså brutal måte og får et ekstremresultat.

Lab-resultatene fra vulkanske bergmasser kan vise store variasjoner over korte avstander mht svellepotaensialet. De svellende områdene kan ofte opptrer i soner (cluster) eller i linser i bergmassen. Hyppig testing av materialet kan derfor være en måte å begrense de svellende områdene på og dermed redusere bergsikringen. Men laboratorietesting er tidkrevende og kan være kostbart. Finnes det andre metoder som er raskere og billigere?

5. Indeks-test: Testing med Ethylenglykol (frostvæske)

Dette er et produkt vi har erfaring med fra Norge i den kalde årstid. Benyttes i radiatorene i bilene for å motstå frysing av kjølevæska.

Hva har dette med tunneldriving å gjøre?

Det har, på en eller annen svært merkelig måte, vist seg at ethylenglykol kan benyttes til å avdekke svellepotaensialet i bergmassen. Som nevnt er det i enkelte bergmasser en hinne av hematitt som hindrer, eller sterkt forsinke, svellepotaensialet i å utvikle seg. Ved å legge en prøve ned i ethylenglykol (utblandet til en bestemt styrke), fremskyndes denne prosessen vesentlig, og resultatet kan dermed fremkomme raskere. I tillegg har det vist deg at ved å knuse bergprøven, og blande den med vann, og bestemme Liquid Limit (Atterbergs metode), kan dette benyttes til å bestemme potensalet for svelling i prøven. Se figur nr 1.



Bilde nr 1: Viser oppsmuldret bergartsstykker som har ligget kort tid i EG-bad.

Resultatene fra ethylenglykol graden og liquid limit plottes i et diagram og potensiell trykk kan avleses, slik som vist i figur 1.

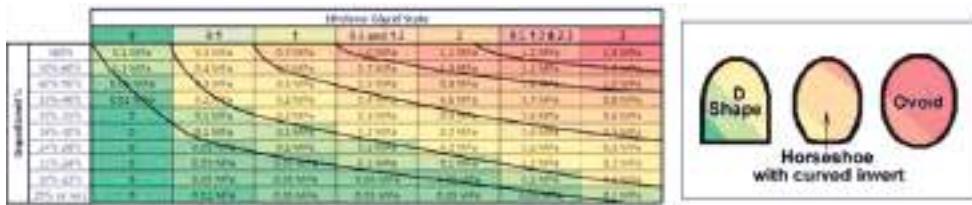


Figure 1: EG-LL based index testing chart for Estimating Design Swell Pressures

Figur 1:

Viser hvordan diagrammet for LL og EG ser ut, og viser skalaen fra 0,02 MPa til 1,5 MPa i svelletrykk.

Fra denne figuren kan en se at ved å bestemme LL (Atterbergs Liquid Limit) på den nedknuste bergmassen og bestemme Ethylene Glycol parameteren, kan design svelletrykk finnes. Tabellen viser at svelletrykket varierer fra 0,05 MPa (grønn farge) til 1,5 MPa (rød farge).

6. Zeolitt, hvilken betydning har det?

Zeolitt (Laumontitt) har som nevnt en evne til å avgi vann ved tørking, for å ta opp vann igjen ved vannmetting, og utvikle svelletrykk. Testing i laboratorieforsøk viser at hvis det er en vesentlig andel av zeolitt i forhold til smektitt ($Z:S > 1$), kan design svelletrykket øke med 3 til 4 ganger i forhold til det målte resultatet av en ødometertest. Dette er vist i figur2.

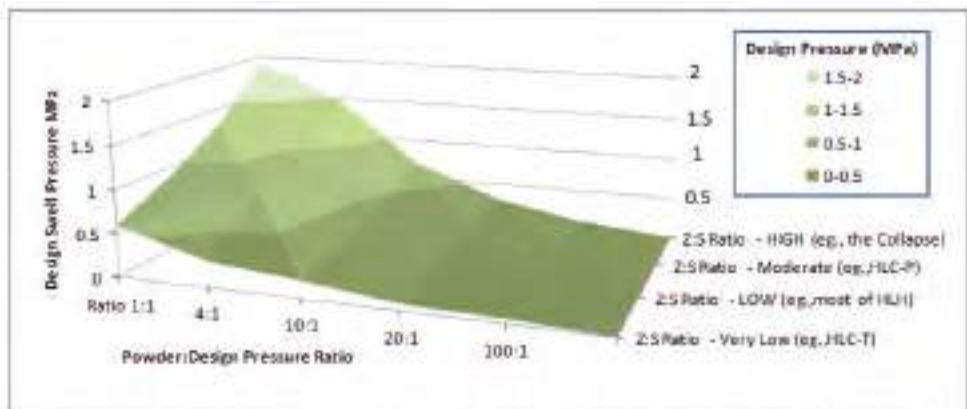


Figure 3: Conceptual Chart relating Zeolite Behaviour affects on Swell Potential

Figur No 2: Innflytelsen av Zeolitt på svelletrykket.

Figuren viser hvordan innholdet av Zeolitt i forhold til smektitt påvirker svelletrykket. Her fremgår det at svelletrykket kan øke fra 0,6 med lavt Z:S forhold ($<0,06$), til 1,8 MPa med et høyt Z:S forhold (>1). Det må presiseres at dette er ikke verifiserte resultater, men kan være aktuelle å ta med i betraktnsing når svelletrykket skal bestemmes.

7. Q-metoden og svelling

Kartlegging og klassifisering av bergmassen gjøres ofte med bruk av Q-metoden. Q-metoden er et klassifikasjonssystem som er mye benyttet verden rundt, og spesielt vi nordmenn kjerner denne metoden godt.

I forbindelse med svellende bergmasse har den imidlertid en svakhet, da denne fysiske egenskapen til berget ikke er inkluder i noen av de parametrene som benyttes til klassifiseringen.

For å ta hensyn til svellende egenskaper i bergmassen kan enten J_w eller SRF justeres. I noen tilfeller blir begge disse parametrene justert for å ivareta svelleegenskapene.

Som angitt ovenfor kan svellepotensiale i enkelte tilfeller være svært høyt (f.eks 1,5 MPa), mens det i andre tilfeller er relativt lite.

8. Hvordan bruke laboratorieresultatene

Som presentert over, vil laboratorieresultatene kunne variere nokså mye, avhengig av mengden smekttitt, andel av zeolitt, pulvertest i ødometer, indeks test etc.

Erfaringene indikerer at (ref Carter 2010):

- Resultatene fra prøver tatt fra forvitret, omvandlet og strukturelt påvirket bergmasse kan benyttes til designtrykk uten å justere med «laboratoriefaktor».
- Resultater fra prøver med moderat omvandlet eller ikke strukturelt påvirkede bergmasser kan vise lab-resultater fra ødometertest som er 2 til 4 ganger høyere enn in-situ testing. Dette kan for eksempel skyldes innholdet av hematitt som hindrer svelling.
- Resultatet fra indekstesting (EG+LL), viser generelt at designtrykket stemmer overens med lab-resultatet. Imidlertid er dette en ikke sertifisert metode, og det kan i enkelte tilfeller oppstå vesentlige forskjeller i resultatene. Stor prøvemengde er derfor nødvendig med denne metoden.

Mao et all (2010) sier (oversatt av forfatteren):

"Målt svelletrykk og fri svelling er i prinsippet å benytte som indeks testing. Svelletrykket målt i laboratoriet er ikke representativt for in-situ svelletrykk i bergmassen fordi:

- *Laboratorieresultatet er basert på en 20 gr prøve av materialet*
- *Leirmaterialet som er tatt representerer det verste av materialet og gir "worst case" resultat*

Designtrykket bør også vurderes ut fra at det går en tid fra sprengning til sikringsinstallasjon. Undersøkelser ved NTNU viser at det kan være opptil 50% lavere svelletrykk in-situ i forhold til lab-resultatet".

Carter et all (2010) (oversatt av forfatteren):

"Sammenligning av resultater fra syklistisk testing og pulvertester i ødometer viser at det kan være en faktor på $\frac{1}{3}$ til $\frac{1}{4}$ av det som er målt i ødometer. Hvorvidt dette er anvendelig som et designkriterium et hovedspørsmål, og betydningen av hematitt som innkapsler mineralene er fortsatt ikke avklart".

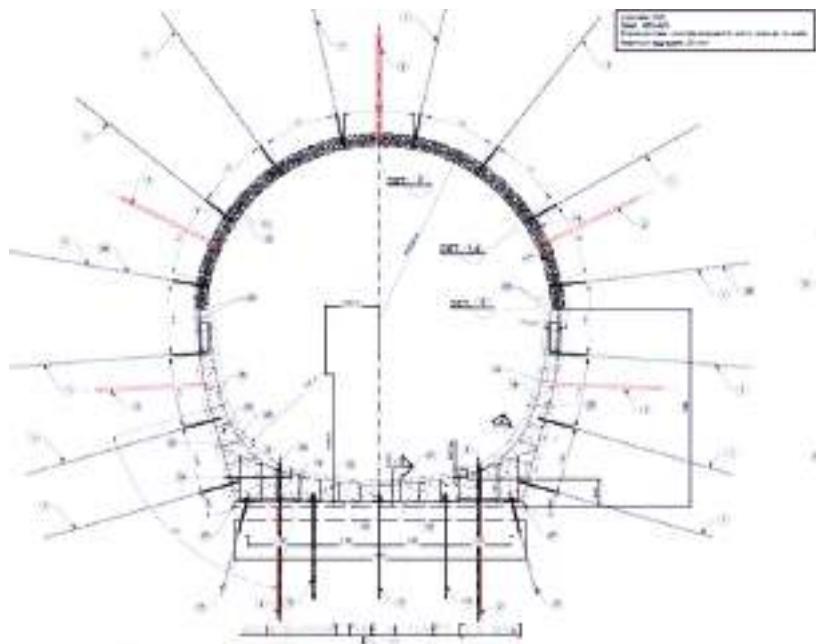
Konklusjonen av dette er at det er fortsatt mye usikre resultater fra laboratorietester, og egne vurderinger på hvert anlegg er fortsatt nødvendige for å bestemme design svelletrykk.

9. Design mot svelletrykk

I tilfeller med svellende bergmasse, opplever vi at fenomenet med store svelletrykk kan opptre over store lengder av tunnelen fordi svellende bergarter gjerne følger formasjoner og ikke nødvendigvis er relatert til en svakhetszone.

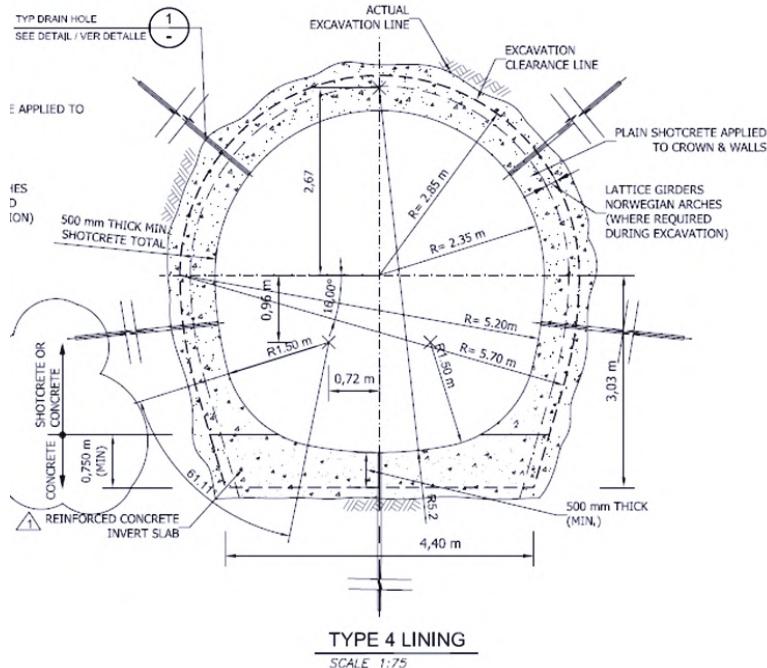
Sikring med tykke lag sprøytebetong (15 til 25 cm) og sikringsbolter har normalt en kapasitet (sikringskapasitet) på 0,2 til 0,3 MPa. Dette er sikringstrykk som vi er vant med å håndtere, uten at vi nesten tenker over det. Men hvilke konsekvenser får svelletrykket for den nødvendige bergsikringen? Dersom vi ser på en normalt stor vanntunnel med et tverrsnitt på ca 30 m², og et svelletrykk på 0,5 MPa vil sikringen bli dimensjonert med armert buet sålestøp, forsterkede armerte vegger og armert tunnelheng.

Eksemplet i figur 3 er hentet fra et prosjekt hvor det er utført tilleggs-sikring etter at svelletrykk påførte store skader på eksisterende sikring. Det må spesielt legges merke til at sålen er boltet fast med vertikale bolter.



Figur 3: Typisk sikring for 0,5 MPa svelletrykk

Figur 4 viser typisk sikring mot svelletrykk på 1,6 MPa. Her er det tykkere sålestøp, mere armering, tykkere veggger og tak, også med armerte buer (lattice girders).



Figur nr 4: Typisk sikring mot svelletrykk på 1,6 MPa.



Foto nr 2.

Viser sikringsinstallasjon i område med 1,6 MPa svelletrykk.

*Foto nr 3*

Viser armering i sålen i område med dimensjonerende svelletrykk på 1,6 MPa.

De ovenfor viste bergsikringene vil selvsagt medføre store konsekvenser for byggetida, da det blant annet omfatter sålestøp. Dette er en prosess som er svært tidkrevende dersom man ikke har mulighet for benytte glideform. Fremdrift på 1 meter pr døgn for slik sikring er ikke uvanlig.

Et annet prosjekt hvor det også skjedde store skader på tunnelen, ble det besluttet å utføre utstøping av hele tunnelens lengde. Glidestøp med spesielle maskiner ble benyttet. Disse består av 12 meter lange former som monteres på skinner. Med disse maskinene kunne det oppnås en hastighet på 12 m/døgn.

10. Konklusjon

Svellende bergarter har vært et kjent fenomen i lange tider, her i Europa spesielt fra Alpene. Store vanskeligheter under bygging av tunneler i Andesfjellene de siste 20 årene, har medført at det er stort fokus på dette temaet. Men det har alltid vært en utfordring å bestemme hvorvidt det opptrer svelling, og hvordan designtrykket skal bestemmes.

Det er utviklet og prøvet flere laboratoriemetoder for å bestemme svelletrykket, men fortsatt er det uklart hvorvidt de målte lab-resultatene gir designtrykket, eller om det skal skaleres med en ”laboratoriefaktor”. Det er også enkelte andre faktorer i tillegg til smekstitt-innholdet

som kan ha vesentlig betydning for svelletrykket, for eksempel innholdet av zeolitt og innholdet av hematitt.

Konsekvensene med svellende bergmasser kan være svært store, både direkte kostnadsmessig for sikringsarbeidene, men ikke minst for tidsforbruket med installasjon av sikringen.

Det er derfor svært viktig at mulig svelling inkluderes i designen under prosjekteringen, og at det inkluderes som en del av risikovurderingen av prosjektet.

Referanser:

- Trevor Carter, 2012: Personlig informasjon
- Mao, Nilsen, Dahl, 2011: Laboratory testing of Swelling Gouge from Weakness Zone – Principle and Recent Update. 45th US Rock mechanics/geomechanics Symposium, San Fransisco, USA.
- Trevor carter et all: Tunneling Issues of Chilean Tertiary Volcanoclastic Rocks. Proc. MIR 2010. XIII Ciclo di conference di Meccanica di Ingengeria della Rocce, Torino, Nov 2010
- NBG: Handbook No 2: Engineering geology and Rock Engineering

NUMMERISK MODELLERING I BERGTEKNIKK: HVA DET OG KAN BRUKES TIL, FORDELER OG ULEMPER, PROGRAMVARE OG BEGRENSNINGER

NUMERICAL MODELING IN ROCK ENGINEERING: WHAT IT CAN DO, ADVANTAGES AND DISADVANTAGES, AND SOFTWARE LIMITATIONS

Ph.D. Nghia Quoc Trinh, SINTEF Rock Engineering

Ph.D. Kristin Hilde Holmøy, SINTEF Rock Engineering

SAMMENDRAG

Numerisk modellering har blitt mer og mer populært i nesten alle bransjer. Den samme tendensen er observert i bergbransjen. For bedre bruk av dette verktøyet, presenterer denne artikkelen noen grunnleggende forståelser av en numerisk modell og noen typiske anvendelser av numerisk modellering i bergteknikk. En komplett prosedyre for anvendelse av numeriske modeller er også presentert. Hensikten med denne prosedyren er å redusere mangler og begrensninger, minimere usikkerheten i modeller og maksimere kvaliteten av en numerisk analyse.

SUMMARY

Numerical modelling has become more and more popular in almost all industries. The same tendency is observed in the rock engineering area. For better use of this tool, this paper presents some basic understandings of a numerical model, and some typical applications of numerical modelling in rock engineering. A complete procedure in applying numerical models is also presented. Purposes of this procedure are to minimise uncertainty from the model, reduce the disadvantages and limitations, and maximise the quality of a numerical analysis.

1. INTRODUCTION

With the growth of computerisation in engineering offices and fast development of software, the use of numerical methods is increasing rapidly. Today, numerical methods are considered to be the most flexible and complex method of design in many technical fields. Compared to the conventional methods, such as empirical and analytical methods, the numerical method has several advantages that make it an important tool for research and industry:

- Dealing with complicated situations, such as complicated profile, complicated geological conditions, and complicated construction procedures;
- Dealing with a situation where lack of experience in similar conditions exists, such as abnormal dimensions, construction in an extremely complicated situation, seismic loading;
- Obtaining more detailed information for assessment of the rock and rock support performance, such as rock bolt loading, shotcrete loading and displacement, stress and displacement distribution around a structure, etc.;

In rock engineering, the numerical methods can generally be divided into three groups of models including continuum models, dis-continuum models and sub-grade reaction models. Figure 1 shows the general feature of numerical methods.

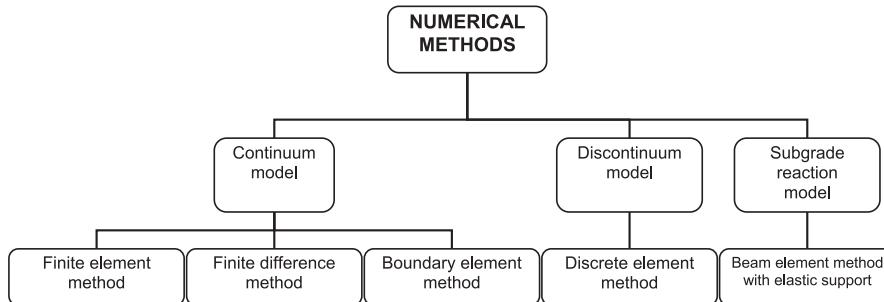


Figure 1: Numerical methods and models for tunnel engineering (Sinha, 1989).

Each of the listed methods has their own strengths and weaknesses. Different theories and assumptions are used in each method, thus making them fitted for particular types of problems. The users should, therefore, know the important characteristics of the methods in order to select the most appropriate method for the given problems.

Representative commercial program for FEM (finite element method) can be ABAQUS, and Phase2. Highly complex underground conditions and tunnel characteristics can be analysed using FEM. The impact of advance rate and construction steps can also be analysed with this method. Disadvantages with FEM are that required a strong computer and large storage capacity to solve complex mathematical equations. In order to use this method, the users are required to have knowledge of computer programming. The boundary conditions have to be pre-defined and have some distance from structures in order to avoid the impact from these boundaries on the results.

Typical FDM (finite difference method) programs are FLAC 2D and 3D. Advantages of FDM are: Allows step by step analysis of possible failure mechanisms. The required computer strength and storage capacity is relatively small. It can be used to analyse large displacements without significant additional computer efforts. This method is most efficient for dynamic computations. Disadvantages of FDM are; time consuming when used for static problems; explicit representation of fractures is not easy in the FDM/FVM (finite volume method) because they require continuity of the functions between the neighbouring grid points. In addition, it is not possible to have special ‘fracture elements’ in the FDM or FVM as in the FEM (Jing and Hudson, 2002).

PHASES and BESOL are typical programs using BEM (boundary element method). Advantages of BEM are (a) The system of equations is smaller than that of Finite Element method; (b) Input and output data is comparably simple; (c) This method is very efficient and economical for two or three-dimensional problems when the boundaries are most critical. Disadvantages of BEM are: Complex construction procedures and time dependency of material characteristics cannot be modelled easily.

UDEC (Universal Distinct Element Code) and 3DEC (three-dimensional version of UDEC) are programs using DEM (discrete element method). Advantages of DEM are: useful for instability studies of large block systems. The highly jointed rock mass around tunnels can be modelled. The model can analyse large movement of blocks. The computer capacity required is comparably small. Disadvantage of DEM is input data requires joint location and orientation, which is normally known later in construction stage. In early stages, these parameters are normally assumed by various values for analysing.

2. TYPICAL APPLICATIONS IN ROCK ENGINEERING

Over the years, the numerical modelling has been extensively developed to deal with different challenges in the rock engineering. Typical applications of numerical modelling in rock engineering are:

- Underground works:
 - Underground mining: room and pillars, sublevel stoping, sublevel caving. An example of numerical analyses for a sublevel stoping is presented in Figure 2. This analyses was done before the sublevel caving method was applied for the mine;
 - Transportation tunnels (road and railway);
 - Storage caverns (food, oil and gas), and caverns for public use (sport, shopping center, office, and safety shelter).
- Slope stability: Open mining, road slopes, and natural slopes;
- Hydropower development: Stability of power house cavern, stability of tunnels, stability of rock slopes, stability of dam foundations, water inflow to tunnels and seepage through dam foundations, rock foundation;
- Fluid flow in rock: Water flow along joints, pore fluid flow;
- Heat transfer in rock: Thermal stress, transient problem;
- For gas storage projects: Creep of rock, time-dependent behaviour, coupled creep-plasticity problems, platform;
- Dynamic problems: Earthquake problems, underground works under blasting load.

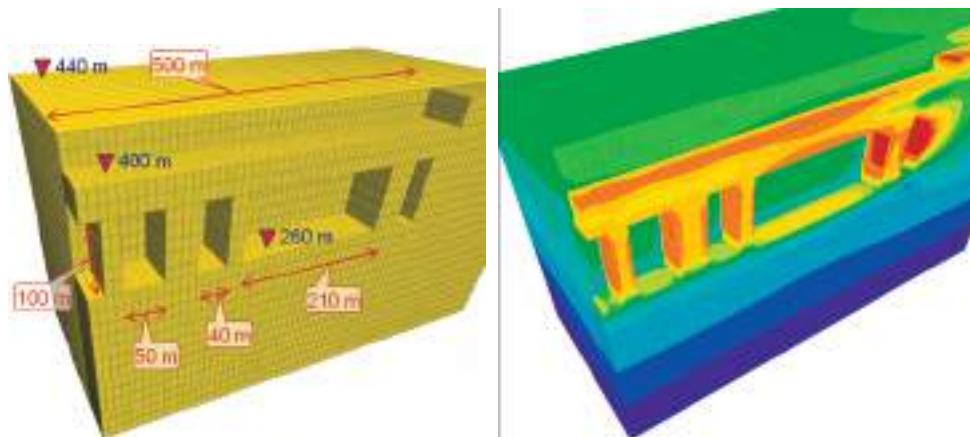


Figure 2: A 3-D model of sublevel stoping before applying the sublevel caving mining method.

3. SOME SPECIAL FEATURES IN NUMERICAL MODELLING

3.1. Some basic terms of the rock mechanic in numerical modelling

In order to carry out a numerical modelling correctly, it is necessary to understand some basic terms of the rock mechanic and how they are implemented in a numerical analysis.

Yielding point

The point, where elastic state ends, can be called the "*yielding point*". Except for the hardening materials, the peak strength of the material is exceeded from the *yielding point* forward and the material starts to fail. Many criterions are developed to define the *yielding point* of materials including Von-Mises, Tresca, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Cam-Clay, and Hoek-Brown. Each of the criterions may be best fit with certain type of materials, for example the *Cam-Clay* or *modified Cam-Clay* criteria are more suitable for soil rather than rock. Among the models, the Mohr-Coulomb and Hoek-Brown are the most used to solve problems in rock engineering.

Rock strength

Rock strength is used to describe the ability of the rock to withstand the loads acting on it. The rock strength can be divided into *intact rock strength* and *rock mass strength*. The *intact rock strength* refers to strength of a homogenous rock block without any joint or discontinuity. The *intact rock strength* is normally obtained from laboratory tests of rock samples with relatively small size. The size of the sample is normally limited to few centimeters. The laboratory tests used to find the *intact rock strength* are uniaxial compressive strength, tri-axial, and shear test.

The *rock mass strength* refers to a general rock block containing joints or/and discontinuities. Thus, the *rock mass strength* represents large scale rock mass, and it is a very important parameter in any rock engineering analysis. The *rock mass strength* has a strong scale effect, because the larger scale the more discontinuities are encountered. While it is relatively easy and straightforward to obtain the intact rock strength from laboratory tests, it is very difficult to obtain the *rock mass strength* correctly. The *rock mass strength* is normally obtained with in-situ tests, or most of the time, it is obtained through some empirical equations or conversions. An example of how to obtain *rock mass strengths* can be found in the development of the Hoek-Brown criterion (Hoek et al., 2002).

Rock mass behaviour

Generally, under gradually increasing stresses, rock masses express the following deformation characteristics (Alonso et al, 2003):

- Elastic-Perfectly brittle: rock failure as soon as it get to the yielding point
- Elastic-Perfectly plastic or ductile: rock mass clearly express two deformation stages, elastic and plastic
- Elastic-Strain softening: the rock mass is soften after yielding point
- Elastic-Strain hardening: the rock mass get harder after yielding point

The full name of above deformation types can be shortened by trimming the term “*elastic*”, and these become “*perfectly brittle*”, “*perfectly plastic*”, “*strain softening*”, and “*strain hardening*”.

In reality, the deformation relationships ($\sigma \sim \varepsilon$) often have the form of curvilinear, especially around yielding point. The non-linear property creates difficulties in describing the relationship by equations for further analyses. Therefore, simplifications are often made to describe the deformation curves. Some simplified relationships of deformation of the rock mass often used in numerical modelling are presented in Figure 3.

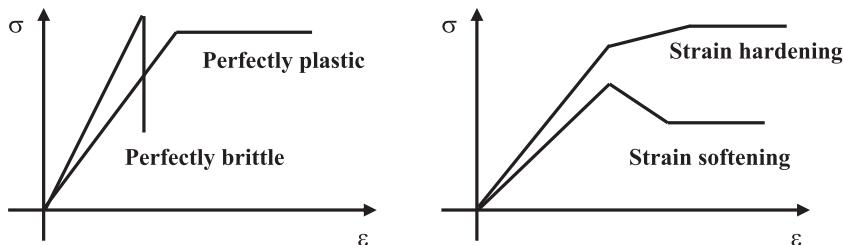


Figure 3: Simplified types of rock mass deformation (Hoek and Brown, 1997 and Alonso et al, 2003).

In perfectly brittle materials, the deformation of the rock mass is purely in elastic condition, and no plastic deformation will be observed. Some very hard and brittle volcanic rocks can be modelled with this type.

In perfectly plastic, the materials express clearly two stages of deformation which are elastic and plastic. In reality, materials often have the transition between these two stages. The transition can be either hardening or softening.

In hardening or softening behaviour, materials express their strengths which are higher or lower than the peak strengths respectively. The transition between elastic and plastic stage in these types of materials are often modelled by a straight line section. The slope of this straight line may indicate how "fast" the material is altered from elastic to plastic behaviour in comparison with increasing stress. Normally rock material will have "*strain softening*" behaviour.

Elastic and plastic deformation

Deformation of rock masses in elastic phase (elastic deformation) are calculated using linear relationship with the applied stress. Depending on one-, two- or three-dimension problems, the equations to calculate elastic deformation corresponding to a certain increment of stresses has different forms. The simplest form for elastic deformation calculation in one-dimension case is $\varepsilon = \Delta\sigma/E$ (where ε is strain, $\Delta\sigma$ is the axial stress change, and E is Young modulus).

To calculate the deformation in plastic stage, it is required to define the relationship of stress and strain in plastic stage. The equation (or rule) that defines stress-plastic strain relationship in material is called "*plastic flow rule*" or "*flow rule*". If the flow rule coincides with the above yielding function, then it is called "*associated flow rule*", and if these two functions do not coincide, then it is called "*non-associated flow rule*" (Itasca, 2005).

Many flow rules (non-associated) have been developed for plastic materials and used in numerical analysis such as: Drucker-Prager, Mohr-Coulomb and Hoek-Brown. The flow rules often have the similar form as the yielding functions. In the three mentioned flow rules, the rule functions are more or less similar to the yield functions with introduction of an additional

term that is “*dilation angle*”. Some examples of the yielding functions and flow rule functions are presented in Table 1, and a typical procedure for deformation calculation is presented in Figure 4.

Table 1: Some yielding functions and flow rule functions (Phase2, 2012)

Criterion	Function	
Mohr-Coulomb	Yield	$f_s = \frac{I_1}{3} \sin(\phi) + \sqrt{J_2} \left[\cos(\theta) - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin(\theta) \sin(\phi) \right] - c \cos(\phi)$
	Flow rule	$g_s = \frac{I_1}{3} \sin(\phi_{dil}) + \sqrt{J_2} \left[\cos(\theta) - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin(\theta) \sin(\phi) \right] - c \cos(\phi)$
Drucker-Prager	Yield	$f_s = \sqrt{J_2} + q_\phi \frac{I_1}{3} - k_\phi$
	Flow rule	$g_s = \sqrt{J_2} + q_{dil} \frac{I_1}{3} - k_\phi$
Hoek-Brown	Yield	$f_s = \frac{I_1}{3} m_b \sigma_c^{\gamma_a-1} + s \sigma_c^{\gamma_a} - 2^{\gamma_a} (\sqrt{J_2} \cos \theta)^{\gamma_a} - m_b \sqrt{J_2} \sigma_c^{\gamma_a-1} \left(\cos \theta - \frac{\sin \theta}{\sqrt{3}} \right)$
	Flow rule	$g_s = \frac{I_1}{3} m_{bdil} \sigma_c^{\gamma_a-1} + s \sigma_c^{\gamma_a} - 2^{\gamma_a} (\sqrt{J_2} \cos \theta)^{\gamma_a} - m_{bdil} \sqrt{J_2} \sigma_c^{\gamma_a-1} \left(\cos \theta - \frac{\sin \theta}{\sqrt{3}} \right)$

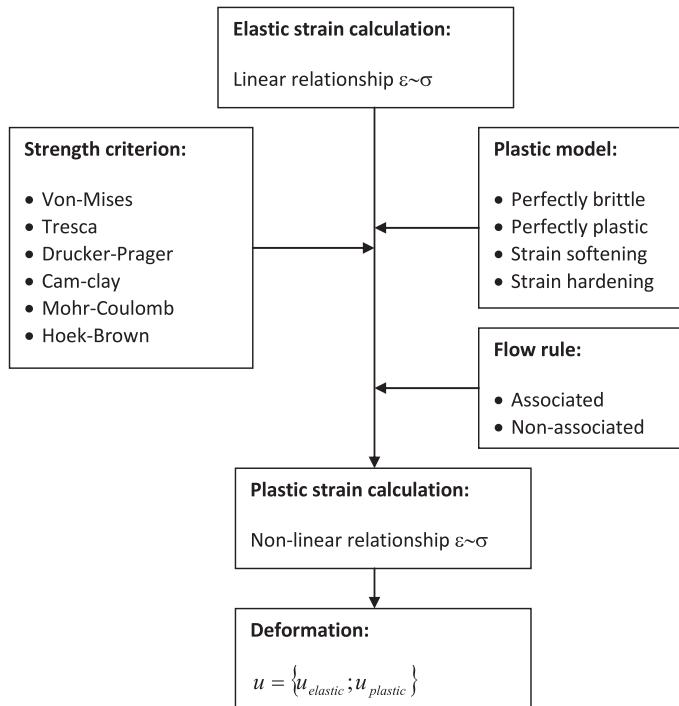


Figure 4: A flow chart of a deformation calculation.

3.2. Constitutive models

The constitutive models are used to describe the reaction of the material to the load acting on it. In any numerical code in rock engineering, there are normally 3 constitutive models for mechanical behaviour of the rock mass. The models are "null", "elastic", and "plastic" as presented in Figure 5.

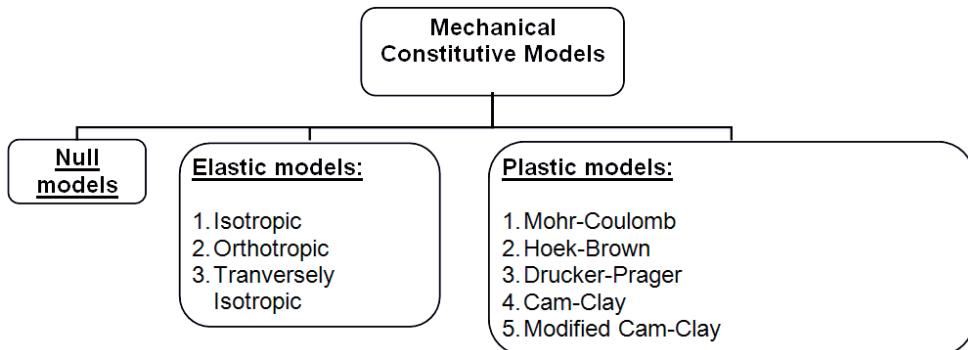


Figure 5: Commonly used mechanical constitutive models in rock engineering codes.

How to decide which model to be used: Each model is developed to represent a specific type of constitutive behaviour commonly associated with geologic materials. The *null* model is used to represent material that is removed from the model but with the associated zones left in place. The *elastic-isotropic* model is valid for homogeneous, isotropic, continuous materials that exhibit linear stress-strain behaviour. The *elastic-orthotropic* model and the *elastic-transversely-isotropic* model are appropriate for elastic materials that exhibit well-defined elastic anisotropy.

The *plastic models* are used to define the *yielding points* that were presented earlier. The *Mohr-Coulomb plasticity* model is used for materials that yield when subjected to shear loading, and the relationship between the shear stress and normal stress is linear (Figure 6). The *Hoek-Brown plasticity* model is used to describe yield condition of materials, and the model is commonly written as a non-linear relationship between the major and minor principal stresses (Figure 6). The *Drucker-Prager plasticity* model is a simple failure criterion in which the shear yield stress is a function of isotropic stress (Itasca, 2005). The most commonly used *plastic models* in rock engineering are the *Mohr-Coulomb* and *Hoek-Brown* models.

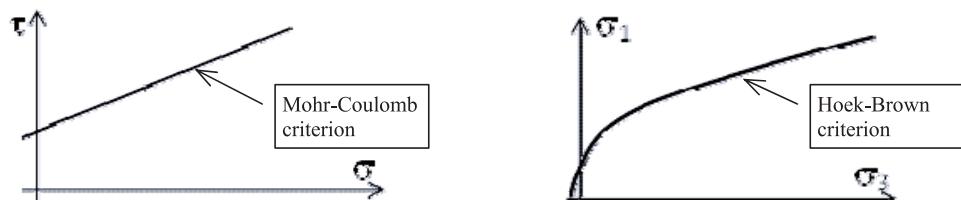


Figure 6: Common expression of the Mohr-Coulomb (left) and Hoek-Brown criteria (right).

The *Cam-clay* and *modified Cam-clay* models are more suitable for soils. Readers are recommended to refer to Rocscience (2012) for more detailed information about the *Cam-Clay* and the *modified Cam-clay* models.

Equations that describe the plastic models are also called "*failure criteria*". In general, an equation of a "*failure criterion*" set a limit for when materials will fail and their loading conditions are exceeded. Therefore this limit (or boundary) can be called "*strength envelope*". However, after the failure stage, the hardening materials sustain a certain strength that is higher than this strength envelope. This happens only in hardening materials, which normally not applicable for the general rock materials.

4. A RECOMMENDED PROCEDURE FOR A NUMERICAL ANALYSIS

To reduce uncertainties in a numerical analysis and to use effectively its results, a numerical analysis is recommended to be carried out in a procedure following 8 steps:

Step #1: Defining the problem to be analysed.

In this step, an engineer should be able to correctly address the problem that they are dealing with. The problem could be related to stability of tunnels and caverns in hard rock, high stress, tunnelling in extremely poor rock mass, excavation stability in jointed rock mass, slope stability, or surface subsidence related to mining activities, and etc.. To define the problem correctly will help the engineer to select a suitable method or code to solve it. It also helps to identify what is the most important goal/target for the analysis.

Step #2: Select suitable method(s) among the available programs, and selecting the most suitable one for the problem.

Based on the considerations in Step #1, the engineer should be able to choose a suitable method for the analysis. In this stage, the engineer should keep in mind that different numerical methods/programs are designed for certain purposes. They will have their own advantages and disadvantages, as well as limitations. For example, if he/she is dealing with tunnelling in extremely poor rock mass quality, he/she can choose to carry out the analyses in a continuous model. It is not appropriate to choose a discontinuous model in this case because discontinuous models emphasis on the behaviour of the discontinuities. The engineer can also consider if the problem is static or dynamic, 2D or 3D, steady or transient to select the most suitable method for the analysis. In some complicated situations, he/she may have to combine different methods to solve the problems.

Step #3: Constructing the geometry for the problem.

At this step, the engineer starts working with the computer program or code selected to analyse the problem. In most cases, the actual geometry of the problem is too complicated to put directly into a computer model. Thus, it is necessary to simplify the actual geometry to some extent to reconstruct numerically. For example, when carrying out an overall stability analysis for an underground mine, it is not possible to reconstruct the actual shape of the blasted rooms or stopes. In this situation, the room and stopes need to be simplified into simple parallelepipeds. In many cases, the simplifications may help the engineer to obtain a clearer result because the simplifications eliminate disturbances from unimportant details.

When constructing the geometry for the analyses, it is important to follow the actual or planned construction activities. Excavation and support procedures should be modelled in the same order as they are planned or installed in reality. These details become particularly important when analysing the whole development process or progress of the problem rather than just look at its ultimate conditions.

Step #4: Obtaining inputs for the model.

This step is considered to be one of the most import steps in a numerical analysis, because the quality of the inputs is one of the decisive factors to the quality of the results of the analysis. Maximum effort should be made in obtaining good quality inputs for the model. Sources of information to obtain good quality inputs are site investigations and mapping, laboratory or/and in-situ tests and measurements, and from reference projects.

Step #5: Verify the model – this is a very important stage in numerical analyses.

This step can be combined with the previous step in evaluating the inputs of the model. The verification can also provide useful information for interpreting the results at the end of the analysis. The verification can be carried out by running the model in different situations, such as (1) run the model with some known situations and observe if the results are reasonable; (2) run the model with some stages already completed and compare the results with observations made in-situ; If the results are not reasonable, the model needs to be improved by reviewing the model and the inputs. Further analyses can only be carried on after improvements, and when the model corresponds well to the observations/measurements done in-situ.

Step #6: Presenting the results and interpretations.

Depending on the analysing problem and the used codes, different results can be extracted from a numerical analysis. The most common results to be presented are contour plots of the stress distribution, displacement, yielded zone, distribution of pore pressure, amount of permeability, and etc. Based on the specific need for the particular problem, the result presentation should be designed to make it clear and understandable for the interpretation work. The result can be presented for the overall situation or it can be locally; focusing on the area of concern. Interpretation results from a numerical model require a lot of practical experience as well as experience in numerical modelling. However, a good presentation and interpretation of the results without "numerical modelling language" is important.

Step #7: Discuss the results with experienced engineers.

Discussion with experienced rock engineers can be considered as a verification step. An experienced rock engineer can look at the result and interpretation to check if the results are in line with their general experience. Even though this verification can normally be done only qualitatively, but it is very important step to minimise uncertainties in numerical analyses.

Step # 8: Following up and adjustment.

There are always uncertainties in numerical analyses. Thus, the analyses should not be considered completed after getting the results, but a following up procedure should be recommended. The following up can be observations along the construction to see if the reality behaves as anticipated based on the modelling. In a complicated or very critical situation, it may be necessary to monitor the behaviour of the rock mass and compare with the results obtained from the model. The monitoring equipment can be extensometers to check the displacements, loading cells to check loading condition, or stress sensors to monitor the stress change (2D-door stopper). The numerical analyses should be reviewed and improved at any time along the following up process.

5. EXAMPLE WITH THE PHASE2 PROGRAM

Examples of analyses with the Phase2 (Rocscience, 2012) program is selected to discussed in this chapter. The reason to choose Phase2 is due to the fact that it is a user-friendly program and commonly used in rock engineering.

Phase2 is a 2D program, so applications should be limited to 2D-problems. Some special techniques can be used when using Phase2 for analysing 3D-problems, and such techniques can be found at Rocscience (2012a) or Trinh et al. (2009). In addition to this limitation, the Phase2 program has some features that need attention when carrying out numerical analyses. The features are included boundary condition, choice of failure criterion, elastic and plastic behaviour, input parameters for rock mass, input parameters for rock support, and excavation stages.

Boundary condition: The boundary condition should be at location that their characteristic is known or it should have sufficient distance to the concerned area. In the first case, the "known characteristic" will be set as the boundary condition. For example, if displacement or stress along a line is known, then the value of the displacement or stress can be assigned as boundary condition. However, in most cases when carrying out analyses for an underground opening (tunnel or cavern), those conditions are not clearly defined. In this situation, the external boundary is set at a certain distance from the opening. This is to avoid that the boundaries disturb the results around the opening. "Sufficient distance" should be at least 4 to 5 times the largest dimension of the opening.

Choice of failure criterion: As discussed earlier, Mohr-Coulomb and Hoek-Brown are commonly used in rock engineering. The Mohr-Coulomb criterion is more suitable to analyse an overall stability, where the stress condition is not too low. The Hoek-Brown criterion is suitable for analysing instability related to low stress condition. To understand this better, let's look at the stability of a pillar in a room and pillar mine for example. If the overall stability of the pillar is critical, then the Mohr-Coulomb criterion should be used because the main concern is if the stress within the pillar exceeds the rock mass strength. The same example, but if the stability of the pillar surface is a critical issue, then the Hoek-Brown criterion should be used. This criterion is non-linear, and it is sensitive to low stress conditions. The Hoek-Brown criterion may be better in capturing the rock mass behaviour in low stress conditions.

Elastic and plastic behaviour: Elastic material means that the material has not failed, and the plastic material means that the loading condition exceeds the material strength. In the plastic condition, whole or part of the material is already overloaded. Thus, the elastic material should be used only when loading condition is significantly less than the material's strength. In practical rock engineering, the elastic material can be used sometimes in order to check the maximum possible loading in the material.

Input parameters for rock mass: Input parameters for rock mass are *in-situ* stress, rock mass strength and displacement characteristic. The *in-situ* stress can be obtained through stress measurements. When lack of stress information, it is normal to assume vertical stress caused by gravity and the horizontal stress can be estimated using Sheorey equation (Sheory, 1994). For simplification and depending on the situation, a horizontal stress value of 1 to 3 times vertical stress can be used. A parameter study will normally be carried out when there is no good information about *in-situ* stress.

For the rock mass strength, the input parameters can be obtained from site investigations and mapping, laboratory or/and *in-situ* tests and measurements, and from reference projects. This is normal procedure to obtain peak strength in any computer program in rock engineering. In Phase2, in addition to the "*peak strength*" there is an option to put the "*residual strength*". The residual strength is the strength of rock mass when it passed over its peak strength. Selecting

the value of the residual strength can be complicated, and depends on the behaviour of the material, the amount of allowed displacement. In normal cases, residual strength is set to 1/3 to 2/3 of the peak strength.

In many cases, when joints are included in the analyses in the Phase2 program (as shown in Figure 7), it is very important to obtain the strength parameters for the joint(s) or joint sets. The parameters for the joint can be obtained from joint measurements, laboratory, or *in-situ* tests. Obtaining correct values for joint strength and displacement parameters is one of the most challenging tasks in rock engineering.



Figure 7: Example of a stability analyses for a tunnel in a jointed rock mass.

Input parameters for rock support: Commonly rock support measures in the Phase2 program are shotcrete, rock bolts, steel ribs embedded in shotcrete, sliding gap steel rib, and concrete lining. The program provides some "default values" for each of the rock support measure. The default values are believed to be average values of the most commonly used materials. When stronger bolt, specific shotcrete, concrete, or steel are used, the user must consult the technical specification to obtain proper values for such rock support. For example, the default value for shotcrete in the Phase2 program is 35 MPa, it means that the uniaxial compressive strength (UCS) of the shotcrete is 35 MPa. If a stronger or weaker shotcrete is used, the correct UCS value for that particular material should be used.

Excavation stages: As discussed earlier, excavation stages as well as installation procedure of the rock support should be modelled as close to the reality as possible. In many cases, when a very high stress condition is encountered, a special excavation procedure is normally applied to allow stress to be partly released. The initial rock support installation (temporary rock support) is just to provide a safe working place temporarily. Final rock support (permanent) will be installed after the rock mass has undergone a certain or controllable amount of displacement. This kind of details is very important to include into the numerical model.

6. CONCLUDING REMARKS

Use of numerical modelling has become more and more popular in almost all industries. In the rock engineering area, the same trend is observed. With today's development, it seems that when dealing with a complicated issue, numerical models are often proposed for analyses. In most cases, the numerical analysis is a very important contribution to find optimum solutions to the issues.

However, it is noted that the numerical models have their own disadvantages and limitations that rock engineers have to be aware of. A numerical model cannot stand-alone. In some

cases, the use of numerical model can be dangerous if the model is not performed properly and with poor inputs into the model. It is important to compare the obtained results with analytical methods and experience from similar projects. Thus, when planning to use numerical model to solve an issue effectively, he/she should use it with a complete procedure/approach, as presented in this paper.

REFERENCES

- Alonso E., Alejano L.R., Varas F., Fdez-Manin G., Carranza-Torres C., 2003: Ground response curves for rockmasses exhibiting strain-softening behaviour, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Volume 27, pp 1153-1185.
- Hoek, E., Carlos Carranza – Torres and Brent Corkum, 2002: Hoek – Brown Failure Criterion – 2002 Edition. http://www.rockscience.com/library/pdf/RL_1.pdf
- Hoek E., Brown E.T., 1997: Practical estimates of rock mass strength, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 34. No.8, pp. 1165-1186.
- Itasca, 2005: FLAC3D User's Manual. <http://www.itascacg.com/flac3d.html>
- Jing L., Hudson J.A., 2002: "Numerical methods in rock mechanics", Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. 39:409-427.
- Rocscience Inc., 2012: *Phase2 Version 8.0 - Finite Element Analysis for Excavations and Slopes*. www.rockscience.com, Toronto, Ontario, Canada.
- Rocscience Inc., 2012a: *"Tutorial 18 - 3D Tunnel Simulation using Core Replacement"*
- Sinha R.S., 1989: Underground Structures Design and Instrumentation (ed. Sinha R.S.), 1989, Elsevier, Amsterdam.
- Sheory, P.R., 1994: A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 31(1), 23-34.
- Trinh Q.N., Broch E., Ming L., 2009: "2D versus 3D modelling for tunnelling at a weakness zone", ISRM Regional Symposium Eurock 2009, Dubrovnik, Cavtat, Croatia.

STABILITY ANALYSIS OF THE GATES IN SVEA NORD COAL MINE, SVALBARD, BY NUMERICAL MODELLING

PhD Student, Mahdi Shabanimashcool, NTNU

Professor Charlie C. Li, NTNU

SUMMARY

This paper presents a novel numerical approach to simulate longwall mining process aiming to study the stability of the gates. The study site is Svea Nord Coalmine in Svalbard. The developed numerical approach considers progressive roof cave-in and fracturing above the longwall panels in the simulations. The results of the analysis were used to study stability of the gates and loading to the rock bolts installed at the gates. The simulations revealed the stability of the gates is closely related to the width of the chain pillars. With slender chain pillars, mining in the adjacent panel causes high stress concentration at the roof of the gates. Moreover, slender chain pillars bring about a shear displacement along weak interlayers and bedding planes in the roof strata resulting in heavy loading of the rock bolts.

INTRODUCTION

Longwall mining is an exploitation method used for flat-lying, tabular deposits in which a long face is established to extract the either minerals or coal [1]. In the longwall panels, large blocks of coal about 200-300 m wide and 2-3 km long are mined. The panels have two major tunnels on each side, known as headgates and tailgates, supplying fresh air for the stope and transportation facility. The headgate of a panel when mined-out becomes the tailgate of the adjacent panel. In this paper, the general term ‘gates’ is used for both tailgates and headgates. In multiple entry gates, pillars between two adjacent tunnels are constructed, known as chain pillars.

The stability of gates is essential to ensure the safety of longwall mines and continuation of the production. In longwall mines, stope voids are filled by cave-in roof rocks. Roof cave-in causes rock fracturing and yielding as well as stress concentrations in the surrounding rock mass. Gates and chain pillars between longwall panels are subjected to a complex loading process throughout their service life. Roof bolting is one of the major measures applied to stabilise gates. Obviously, loading to the rock bolts is caused by the longwall mining. Therefore, analysis of the bolt load can be a proper method for studying the stability of gates.

Generally, there are four ways to estimate the bolt load and roof-bolting design: empirical, analytical, numerical and hybrid empirical-numerical methods. Mainly in coal mines, the roof-bolting design is conducted by the ALPS [2,3] and ALTS [4] methods. These methods are based on a rock mass classification method, ‘Coal Mine Roof Rating, CMRR’, developed for geomechanical rating of the roof strata in longwall coal mines [5]. ALPS was developed for the USA’s coal mines and mainly for the panels with three gates in each side whereas ALTS was developed for the Australian coal mines which have two gates in each side of the panels. In those methods, i.e. ALPS and ALTS, design charts are constructed by statistical analyses of the data collected from industrial practices [3,4]. The estimated bolt load is based on the data collected in a limited number of sites. Such a chart is limited in its ability to take into account the variety of rock conditions and mining sequences.

Analytical methods are mainly based on elasticity theory. They are appropriate for low-stress conditions in hard rocks. In such sites, it can be assumed that the rock behaves elastically.

The study site in this paper is Svea Nord Coal Mine, Svalbard. The paper presents a numerical simulation algorithm for modelling of the longwall mining process which has been developed by the authors during the PhD study in the Norwegian University of Science and Technology (NTNU). A finite difference code, FLAC^(3D), was used for the numerical simulations. The results of the numerical simulations via the developed algorithm were implemented to study the stability of the gates in the study site. Three-dimensional (3D) simulations of the gates with all the rock support devices require a huge computational capacity for a computer. Therefore, a two-dimensional (2D) model was constructed to simulate the loading process of rock bolts. The boundary conditions of the 2D model were taken from the results of 3D simulations.

STUDY SITE

The Svea Nord mine produces about 3 million tonnes of coal annually. The longwall panels are approximately 250 m wide and 2500 m long. The overburden varies from 50 to 400 m, and most of the ground surface above the panels is covered by glaciers of up to 250 m thickness. Figure 1 is a map showing the layout of the longwall panels.

In-situ rock stresses were measured in six locations in the mine by the overcoring relief method. The principal stresses in the mine area are vertical and horizontal. The vertical stress σ_v is equal to the weight of the overburden and the horizontal stresses in the central mining area are $\sigma_H = 10$ MPa and $\sigma_h = 8$ MPa. The horizontal stresses σ_H and σ_h are approximately parallel with and perpendicular to the panel length, respectively. The ratios of the horizontal principal stresses to the vertical stress are approximately $k_{max} = \sigma_H/\sigma_v = 2$ and $k_{min} = \sigma_h/\sigma_v = 1.7$ in the mining region with the lowest overburden.

There are a number of thrust faults in the mining region, which strike approximately perpendicularly to the panels and have limited persistence.

Figure 2 is a column map showing the sequence of the laminated sedimentary coal/rock layers below and above the coal seam being mined. The panel roof is marked by 0 on the scale ruler. The roof strata are composed of siltstone and finely grained sandstone interblended with thin coal and bentonite layers. A bentonite layer lies about 2–3 m above the coal seam.

NUMERICAL MODELLING OF LONGWALL MINING

In longwall mining, roof cave-in is a complex dynamic process involving rock fracturing, disintegration, movement, stress redistribution, and so on. The materials that have caved into the mined-out stopes are compressed under the pressure of the overlying rock and become consolidated after a certain period. The consolidation of the caved-in materials would reduce the pressure on the chain pillars between panels because a portion of the vertical load would be absorbed by the consolidated materials [6]. The roof strata above the panels can be divided into three zones in accordance with the extent of disturbance induced by the mining underneath [7,8]:

1. The cave-in zone, which is characterised by disintegrated and downward-moving rock blocks. The stope voids are filled by the disintegrated blocks.
2. The fracture zone, which is characterised by separation of bedding planes and vertical fractures caused by the cave-in underneath. The rock blocks are still confined and cannot move downward freely under gravity.
3. The elastic continuum zone, which refers to the portion of the rock mass above the fracture zone. No fractures are created due to the mining underneath and the rock only reacts to the mining by elastic deformations.

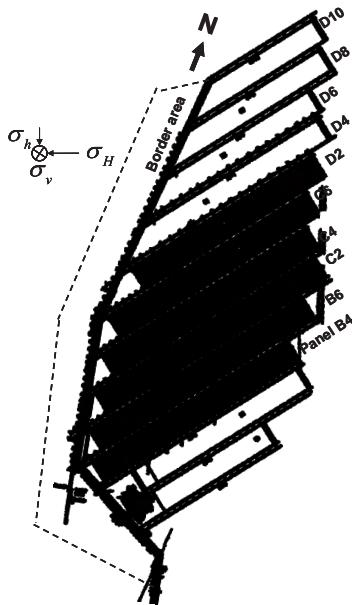


Figure 1. Mine map.

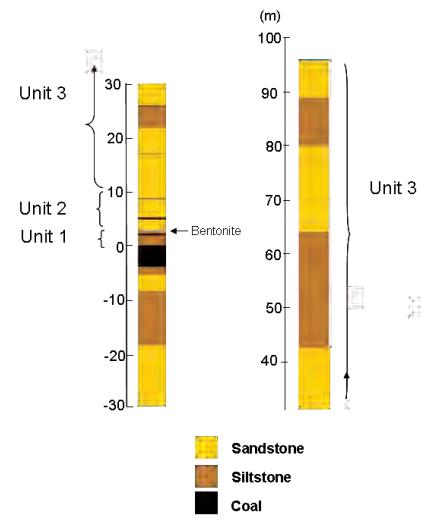


Figure 2. Geological column of the study site.

Shabanimashcool and Li [9,10] developed an algorithm for longwall mining simulations by FLAC^{3D}. The algorithm was developed based on a scenario for the caving process proposed by Peng and Chiang [7]. The scenario states that caving starts when the longwall face advances to a critical length l_p , at which the cave-in materials fully fill the void underneath. After that, subsequent cave-in events occur periodically after every face advance of l_s until the entire panel is mined out. In the algorithm, the upper boundary of the cave-in zone is defined by a critical value of the maximum principal strain, ε_1^t . The rock caves in when the strain ε_1^t is larger than a critical value. It is found, through back analyses of subsidence data measured on the ground surface, that the critical value of ε_1^t for caving at the study site is 0.05. It states that the maximum principal strain of the rock, ε_1^t , is larger than or equal to 0.05 in the cave-in zone. The detail of the developed numerical approach was presented in [9,10]. Here, we just use the results from those works. The geometry and boundary condition of the 3D model used for the back calculation of the required parameters are presented in Figure 3a. The rock materials are assumed to obey a strain softening constitutive model. All the bedding planes and interlayer coal and bentonite layers are assumed as discontinuities in the model. Different rock layers in the model are simulated based on the geological column of the study site presented in Figure 2. The mechanical properties of the rock masses and the discontinuities

are summarised in tables 1 and 2, respectively. The model consists of two parallel panels (panel 1 and 2). In the simulations first the panel 1 was mined out and later on mining was continued in the panel 2. The gate close by the panel 2, Gate B, is the interested tunnel for roof-bolting design since it should be stable during mining in the panels 1 and 2.

The mechanical properties of the cave-in and fracture zones are presented in Table 3. The properties were, also, obtained through back calculations of the surface subsidence measured on the ground surface. The mechanical behaviour of the cave-in rocks are modelled via a double-yield constitutive model in the numerical simulations. The algorithm was calibrated in the previous works (Shabanimashcool and Li, 2011, 2012). The simulation results of the modelling are in reasonable agreement with field measurements of bolt loading in the gates and stress changes in the roof of the gates. The calibrated model was used to study the stability of the gates in this study.

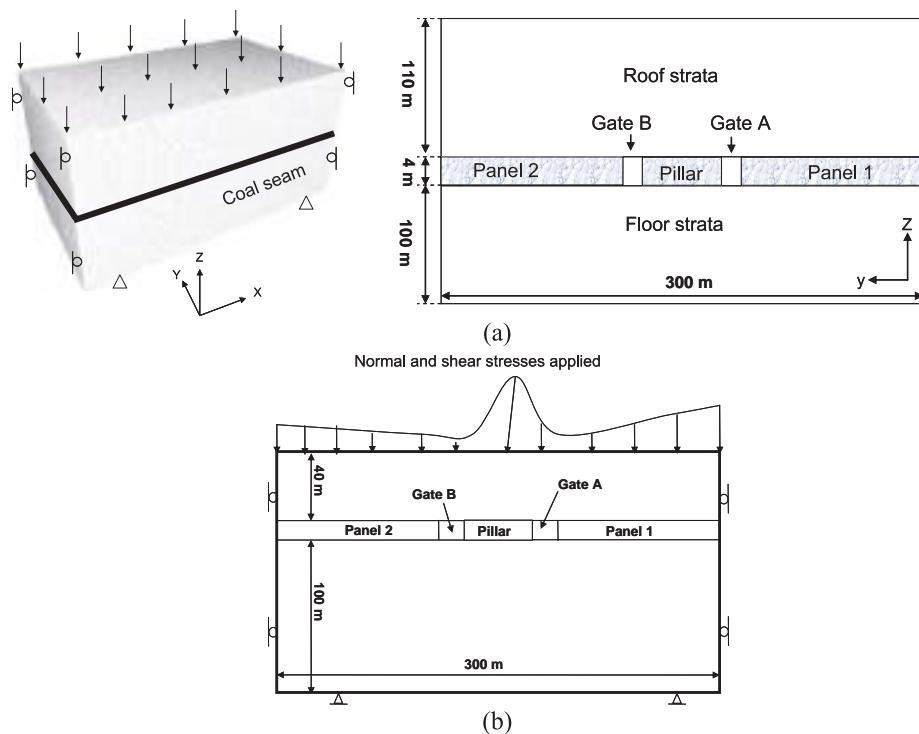


Figure 3. Geometry and boundary condition of (a) 3D model and (b) 2D model.

The sizes of the cave-in zone and fracture zone above the longwall panels were determined using the algorithm described above for three representative overburdens of the mine. The modelled overburdens include: 110 m rock + 250 m ice (case I), 300 m rock + 100 m ice (case II) and 400 m rock (case III). Figure 4 shows the shapes of the cave-in and fracture zones in the portion extending to the starting edge of the panel under three representative overburdens of the mine. The panel height is 4 m in the model. After a face advance of about 36 m the cave-in zone reaches its maximum height of about 16 m. After that, the upper boundary of the cave-in zone remains unchanged with further face advances regardless of the thickness of the

overburden. The upper boundary of the fracture zone has a convex shape in the roof of the panel portion extending to the abutment side. The height of the fracture zone remains at its maximum in the portion of the mined-out panel which is at a distance of more than about 300 m from the starting edge of the panel. The height of the fracture zone increases slightly with the overburden.

Moreover, numerical results show that the horizontal and vertical stress concentration is significant at the stretch of 50 m ahead of the stope face at the roof of the gates. It reveals that regarding to the rock supporting measures that distance requires special treatment i.e. in the case of failure of the primary rock supports the secondary roof bolting or installing wooden packs are recommended.

Table 1: Mechanical and physical parameters of the rock mass*.

Rock Mass	Coal	Sandstone	Siltstone
K (GPa)	2.33	6.8	5.3
G (GPa)	0.5	5.1	3.2
c (MPa)	1.06	2.8	1.9
ϕ (Deg.)	29	49	37
σ_t (MPa)	0.033	0.28	0.42
c_r (MPa)	0.0106	0.28	0.19
ϕ_r (Deg.)	29	30	30
e_p (%)	0.5	0.05	0.05

*K is the bulk modulus, G the shear modulus, c the cohesion, ϕ the internal friction, σ_t the tensile strength, c_r the residual cohesion, ϕ_r the residual friction and e_p the plastic strain parameter at the residual strength.

Table 2: Mechanical properties of the discontinuities used in the numerical models.

Discontinuity	Cohesion (MPa)	Friction (Deg.)	Tensile strength (MPa)
Bedding	0.3	30	0.03
Thin coal interlayer	0.3	30	0.1
Bentonite interlayer	0.5	25	0.4

Table 3: Mechanical properties of the cave-in and fracture zones.

Material	Constitutive model	Properties				
		Cap pressure (MPa)	E_0 (MPa)	ε_m^v (%)	C (MPa)	Friction angle. (Deg.)
Cave-in material	Double-Yield	$p = \frac{80\varepsilon_v}{1 - \varepsilon_v / \varepsilon_m^v}$	80	0.3	0	30
Fracture zone	-	E (MPa) ε_m^v				
		160		0.3		

Note: ε_v is the volumetric strain; ε_m^v the maximum volumetric strain, P the cap pressure, E_0 the initial tangential modulus, C the cohesion, E the Young's modulus and ν the Poisson's ratio.

STABILITY ANALYSES OF LONGWALL GATES

The 3D model was too large for including all the rock supports measures in the model. Therefore, a 2D model was established for this purpose. The 2D model was constructed in a vertical cross section in the Y-Z plane in the middle of the model where the interested area for stability analysis is located (Figure 3b). A plain strain condition must remain valid for 2D models. Three-dimensional modelling was conducted to check how the plain strain condition could be achieved when the 3D problem was simplified to a 2D problem. The modelling showed that the plain strain condition remains valid in the vertical cross section profile until the longwall front reaches about 20 m from the profile. The boundary conditions of the 2D model were identical to the 3D model except on the upper boundary, where a distribution of the vertical stress and in-plane shear stress is applied. The vertical and shear stress on the upper boundary change with the advance of the longwall front. It is determined in the 3D model and then applied to the 2D model.

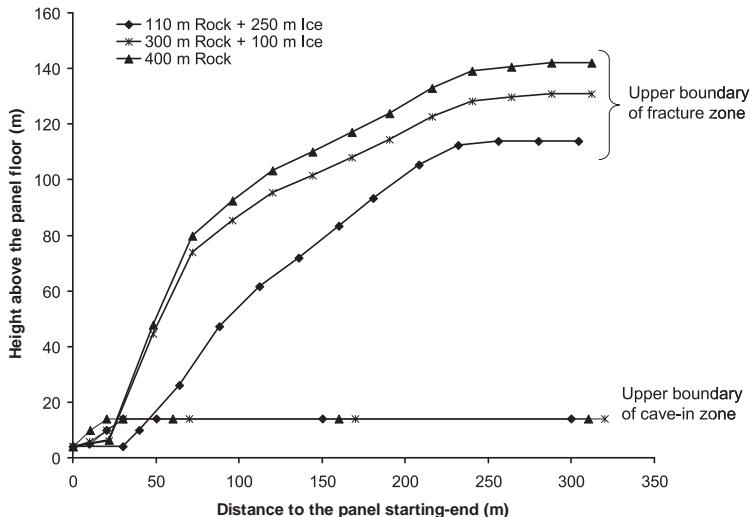


Figure 4. Height of the cave-in and fracture zones above longwall panels for different overburdens.

Figure 3b shows the 2D model. The normal and shear stresses applied on the upper boundary of the model are different at different mining stages and are determined from the 3D model.

The computer program Phase2 was used to run the 2D model. The physical and mechanical properties of the rock mass and discontinuities are identical to those in the 3D model (Table 1, 2 and 3). The bolts are simulated by fully bonded elements of the software. Their mechanical parameters are presented in Table 4.

Table 4: Mechanical parameters of the rock bolts in the two-dimensional model*.

E (GPa)	d(mm)	Ultimate axial strength (kN)	Out of plane spacing
200	21.7	300	0.5

* E is the Young's modulus of the bolt material and d is the diameter of the bolt.

Figure 5 depicts the changes in the size of the plastic zone and the stress distribution around the gate B by advancing of the stope face in the Panel 2. The results belong to the modelling with overburden of the case I while the width of the chain pillar is 40 m. It is evident that when the first panel mined out, the gate B has stable roof and assigned rock bolt are enough to support the instable zone at the roof. However, the rib bolting is not enough since the rock bolt elements are totally within the failed zone. By advance of the stope face in the Panel 2 and shortening of the distance between the stope face and the modelled cross-section the size of the plastic zone around the gate increases. The plastic zone propagates most at the side of the Panel 2 rather than the pillar side of the gate when the stope face is closing to the modelled cross-section. By comparing Figure 5a, b and c it could be concluded that during mining at the panel 2, the roof instability and rock bolt failure might be evident at the panel 2 sides of the gate. Moreover, the deformation profile of the gate roof is not symmetric. Roof of the gate B experiences more convergence at the side of the panel 2 rather than the chain pillar side.

The influence of the pillar width on the load of rock bolts was studied numerically. Three pillar widths, 30, 40 and 50 m, were used for the simulations. Figure 6 shows the modelling results of the load distribution in the bolt installed in the middle of gate B when the stope face in the panel 2 is 20 m inbye the modelled cross-section. The bolt load changes abruptly at a depth of 1.5 m because of the existence of a weak coal seam. The maximum bolt load increases with a decrease in the width of the chain pillar. The bolt load was further studied by varying the thickness of the overburden (Figure 7). Under an overburden thicker than 400 m (300 m rock + 100 m ice), the bolts are subject to failure when the chain pillar is less than 40 m wide.

Shear displacement occurred along the coal seam located at a depth of 1.5 m in the roof of the gate B. The relative shear displacement between the upper and lower limits of the seam is presented in Figure 8 with respect to three different pillar widths. The shear displacement will load rock bolts laterally and induce bending moments in the bolts. The shear displacement increases with a decrease in the pillar width. Therefore, rock bolts are more highly shear loaded in the case of a thin chain pillar than a wide pillar.

CONCLUSION

Comprehensive numerical simulations were carried out to study the stability pf the gates and loading to the rock bolts installed at the gates of the Svea Nord Coalmine. The simulations involve considering the roof strata cave-in and fracturing above mined out zones in the stability assessment of the gates.

The dimension of the chain pillar has a significant influence on the stability of the gates. In the case of thin pillars, shear displacement on the weakness planes would cause stability problem in the gates. Therefore, the location of the weakness planes should be considered in rock bolting design.

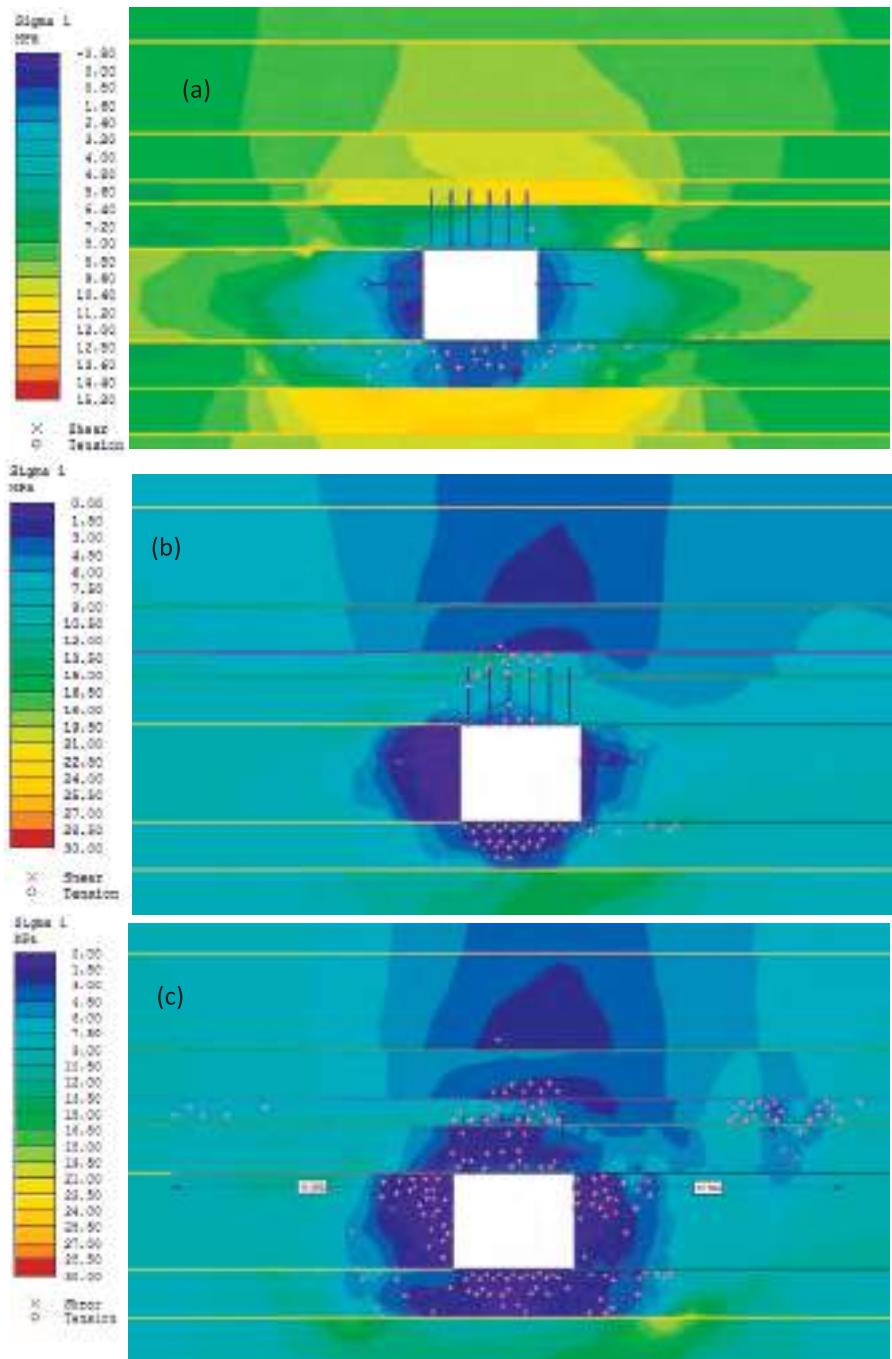


Figure 5. Distribution of the plastic and maximum principal stress around the gate B for the case I when: (a) panel 1 mined out, (b) stope face in the panel 2 is 150 inby the modelled cross-section and (c) stope face in the panel 2 is 20 m inby the modelled cross-section.

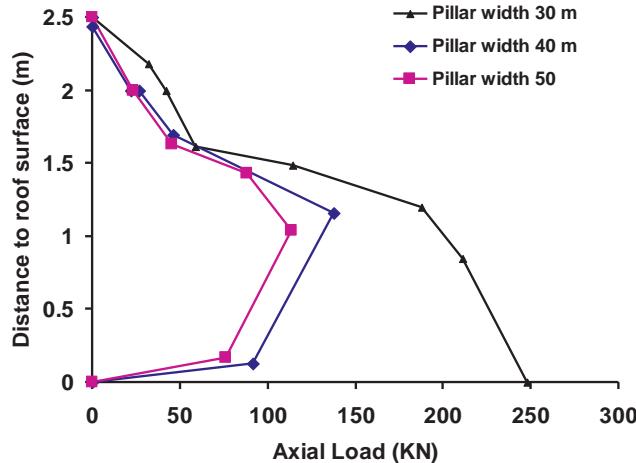


Figure 6. Numerical results of the axial load along the bolt installed at the middle of gate B under overburden of 110 m rock + 250 m ice.

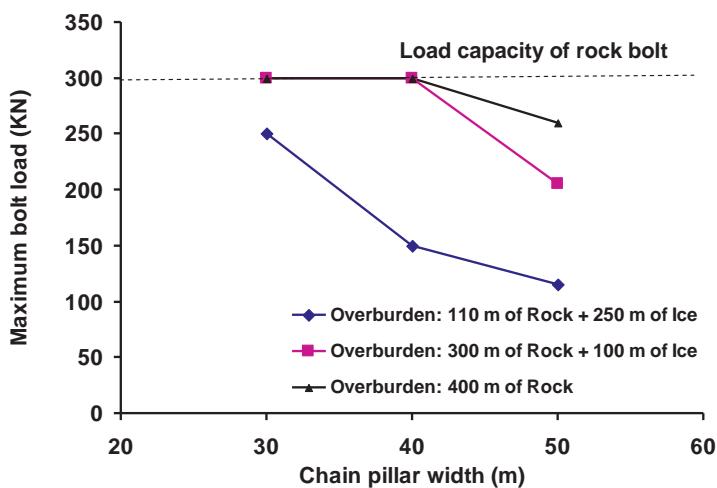


Figure 7. Influence of the width of the chain pillar. Maximum axial load of the rock bolts in gate B versus the width of the chain pillar for different overburden conditions.

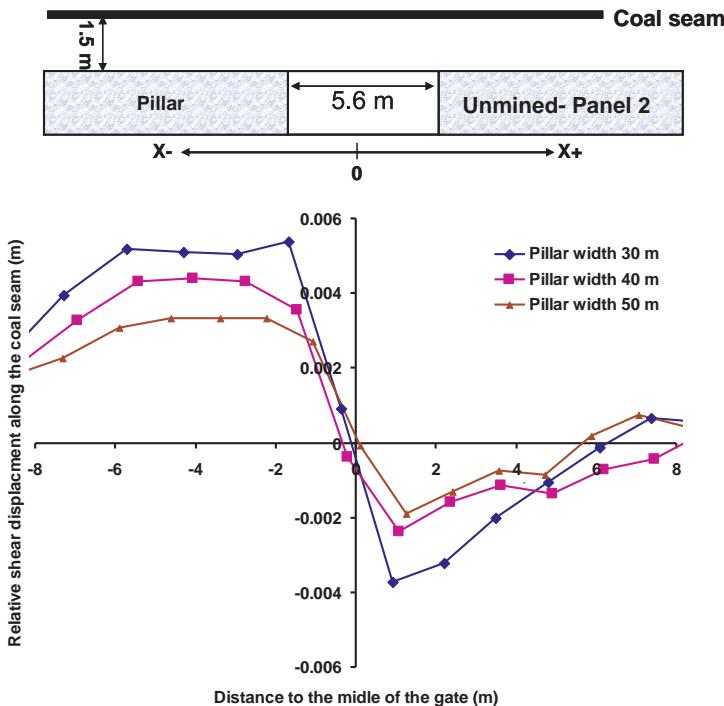


Figure 8. Relative shear displacement along the coal seam at a depth of 1.5 m in the roof of gate B when the stope face in panel 2 is 20 m inby the modelled cross-section.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank the Svea Nord Coalmine for their permission of using the in-situ measurements.

REFERENCES

- [1] Hartman, H.L. and Mutmansky, J.M. (2002) '*Introductory mining engineering*', 2nd edition, Hoboken, New Jersey, John Wiley and Sons.
- [2] Mark, C, Chase, F.E, and Molinda, G.M. (1994) 'Design of longwall gate entry systems using roof classification', in Mark, C. (eds) *Proceedings New Technology for Longwall Ground Control: The USBM Technology Transfer Seminar*, U.S. Bureau of Mines Technology Transfer , USBM SP 94-01, pp. 5-18.
- [3] Mark, C, Molinda, G.M. and Dolinar, D.R. (2001) 'Analysis of roof bolt systems' in Peng, S.S. Mark, C. and Khair, A.W. (eds). *Proceedings of the 20th International Conference on Ground Control in Mining*, Morgantown, West Virginia, West Virginia University, pp. 218-225.

- [4] Colwell, M.G. Hill, D.J. Frith, R.C. (2003) ‘ALTS II – A Longwall Gateroad Design Methodology for Australian Collieries’, in *Proceedings of the 1st Australasian Ground Control in Mining Conference: Ground Control in Mining: Technology & Practice, Sydney 10 – 13 November 2003*, pp 123-135.
- [5] Molinda, G. and Mark, C. (1994) ‘*Coal mine roof rating (CMRR): a practical rock mass classification for coal mines*’. Pittsburgh, PA: U.S. Department of the Interior, Bureau of Mines, IC 9387.
- [6] Brady, B.H. and Brown, E.T. (2002) *Rock Mechanics for underground mining*. 2nd edn. Netherlands: Springer.
- [7] Peng, S.S. and Chiange, H.S. (1984) *Longwall mining*. New York: Wiley.
- [8] Duplanic, P. and Brady, B.H. (1999) ‘Characterization of caving mechanism by analysis of seismicity and rock stress’, in Vouille, G. and Berest, P. (eds) *Proceeding of the 9th international congress on rock mechanics, Paris, France*, pp. 1049-1053.
- [9] Shabanimashcool, M. Li, C.C. (2011) ‘Numerical Study on disturbance of longwall mining to stress state in the rock mass’, in Qian, Q. and Zhou, Y. (eds) *Proceeding of 12th ISRM International Congress on Rock Mechanics*, Beijing, China, pp. 1579-1585.
- [10] Shabanimashcool M, Li, C.C. (2012) ‘Numerical modelling of longwall mining and stability analysis of gates in a coal mine’, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 51, pp. 24-34.

UTTREKKSFORSØK PÅ INNSTØPTE BOLTER I ALUNSKIFER

Pullout-tests on grouted rock bolts in alum shale

Dr.ing Jan Bergh-Christensen, Norconsult AS
Siv.ing Andreas Ongstad, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Det er gjennomført prøvetrekksforsøk på 2,4 m lange Ø 25 mm innstøpte kamstålbolter i alunskifer i bergskjæringer ved Slemmestad samt i utslipstunnelen for Midgardsormen ved Bekkelaget. Forsøkene er gjennomført ved bruk av enkelt utstyr som er tilgjengelig på de fleste anleggsplasser. Det er utviklet en enkel prosedyre i forbindelse med forsøkene.

På Slemmestad ble det prøvetrukket i alt 30 bolter montert i 51 mm borehull. Innstøpt forankringslengde lå i intervallet 0,71 – 1,71 m. De fleste boltene viste svikt i forankringen ved ca. 21 tonn. Deretter kunne et flertall av boltene trekkes ut 10 – 50 mm uten vesentlig økning i lasten. Enkelte av boltene ble trukket til 25 – 26 tonn uten brudd. Utrivningsmotstanden i kontakten betong/ berg ved sluttlast lå i området 0,84 – 1,84 MPa, med de høyeste verdiene for de korteste innstøpningslengdene.

I utslipstunnelen ved Bekkelaget ble det prøvetrukket 12 bolter montert i 45 mm borhull. Innstøpningslengden lå her i intervallet 0,50 – 1,28 m. 11 bolter ble trukket til 25 – 26 tonn uten brudd i bolten. En bolt sviktet ved 4 tonn grunnet feil ved innstøpingen. Ved tre av boltene skjedde oppsprekning og delvis gjennomlokking av sprøytebetongen under opplageret for jekken, og for flere av boltene ble det registrert setninger og/eller sig i størrelsesorden 20 – 40 mm før sluttlast ble nådd. Beregnet utrivningsmotstand i kontakten mørtel/berg ved sluttlast lå i intervallet fra 1,32 – 3,73 MPa. Også her ble de høyeste verdiene registrert for de korteste innstøpningslengdene.

Resultatene av prøvetrekkingene av innstøpte kamstålbolter var overraskende, men relativt entydige. De burde anspore til videre fullskala feltforsøk med fjellbolter og stagforankringer i alunskifer og andre svake bergarter.

SUMMARY

Pullout-tests have been performed on grouted rock bolts (length 2,4 m, diameter 25 mm) in alum shale at Slemmestad and Midgardsormen outlet tunnel at Bekkelaget.

The tests were done using simple equipment usually available at most construction sites. A simple procedure was developed in connection with the tests.

At Slemmestad pull-out tests were performed on 30 test bolts installed in 51 mm drilling holes. Grouted length of the bolts were between 0,71 – 1,71 m. Most of the bolts indicated failure of the anchoring at about 21 tons. A majority of the bolts could thereafter be pulled out 10 – 50 mm without any major increase of the pulling load. Some of the bolts were pulled to 25 – 26 tons without failure. The calculated resistance of de-bonding of the grout/rock

interface were in the interval 0,84 – 1,84 MPa at final load, with the highest values for the shortest grouting lengths.

In the outlet tunnel at Bekkelaget pull-out tests were performed on 12 bolts installed in 45 mm drill holes. The grouted lengths were between 0,50 – 1,28 m. 11 bolts were pulled to 25 – 26 tons without failure of the bolts. One bolt failed at 4 ton because of defect with the grouting. Cracking and partly thrusting of the shotcrete layer behind the bearing of the bolt jack occurred for three bolts, and settling and/or creep in the order 20 -40 mm were registered for several bolts until end load were reached. The calculated resistance of de-bonding of the grout/rock interface were in the interval 1,32 – 3,73 MPa at final load, with the shortest grouting lengths giving the highest values.

The results of the pullout-tests performed on grouted rock bolts were surprising, but the results were fairly consistent and conclusive. They should stimulate to further full-scale field tests with rock bolts and rock anchors in alum shale and other weak rocks.

1 BAKGRUNN

Ved dimensjonering av innstøpte forankringer i berg må forankrings-/innstøpningslengden være tilstrekkelig stor for å unngå utriving av forankringen. Dette gjøres ved å kontrollere at heften mellom stål/mørtel og mørtel/berg er større enn den dimensjonerende strekkbelastningen på forankringen.

For de fleste norske bergarter vil nok kontakten stål/mørtel være det svakeste leddet i forankringen. For de svakeste bergartene vil derimot berget kunne utgjøre det svakeste leddet. Et hovedproblem ved dimensjonering av strekkforankringer er hvilken tillatt heftspenning som skal legges til grunn for kontaktflaten mørtel/berg i svake bergarter.

Det er vanlig praksis at heftfastheten hentes ut fra tabellverk, som f.eks. Tabell 1, der den svakeste angitte bergarten er leirskifer med heftfasthet 0,5 MPa. Så vidt vi har kunnet bringe i erfaring er det ikke utført større systematiske tester for å fastlegge variasjonsområdet for heftfastheten mørtel/ berg i svake bergarter i Norge. De fleste publiserte tabellverk er basert på internasjonale erfaringstall som ikke inkluderer forsøk gjort på norske bergarter.

Tabell 1: Eksempler på heftfasthet for vanlig forekommende bergarter ved bruk av mørtel med fasthet minst lik B30 (Etter SVV 2010)

Bergart	Heftfasthet
	MN/m ²
Granitt	2,0
Gabbro	2,5
Gneis	1,5
Kvartsitt	2,5
Sandstein	1,2
Kalkstein	2,0
Leirskifer	0,5

Leirskifer og alunskifer utgjør deler av berggrunnen i sentrale deler av Oslo samt i en rekke kommuner i Akershus med stor bygge- og anleggsaktivitet.

I antatt svake bergarter vil tillatt heftfasthet mørtel/berg være en viktig faktor ved bestemmelse av nødvendig innstøpningslengde og forankringsdyp for bergankere og for stålkjerner peler utsatt for strekkbelastning. På denne bakgrunn anså vi det som interessant om det kunne utføres praktiske tester som gir en indikasjon på hvilket nivå og variasjonsområde som kan forventes av heftfasthet i svake norske bergarter.

Det ble derfor bestemt å gjennomføre prøvetrekkingsforsøk for å undersøke heftfastheten mellom bolt og svakt berg som del av et internt prosjekt i Norconsult om forankringer i berg.

2 TESTMETODE FOR HEFTFASTHET I SVAKT BERG

Bergh-Christensen (2011) har utviklet en enkel testprosedyre for å kunne undersøke heftfastheten i svakt berg. Testen gjøres som uttrekksforsøk på innstøpte kamstålbolter med bruk av vanlig standard boreutstyr, kamstålbolter og boltejekk, og går i korte trekk ut på følgende:

- 1) Det bores opp et antall boltehull (10 - 20 stk) med diameter 45 - 51 mm ved hjelp av tilgjengelig boreutstyr/borerigg.
- 2) I hullene installeres 25 mm kamstålbolter med lengde 2,4 m.
- 3) Hulldybden tilpasses slik at den gjengede enden av bolten stikker 15 - 20 cm ut fra bergflaten.
- 4) Nedre del av bolten støpes inn med boltemørtel over en lengde på 0,5 - 1,0 m.
- 5) Innstøpningslengden kontrolleres ved å måle avstanden fra bolteende til mørtel.
- 6) Etter herding av mørten prøvetrekkes boltene ved hjelp av prøvejekk med kapasitet 30 tonn. Jekkekraft og forlengelse av jekkens cylinder (jekket lengde) registreres fortløpende.

De gjennomførte forsøkene beskrevet i de påfølgende kapitlene er gjennomført ved denne prosedyren.

3 UTTREKKSFORSØK VED SLEMMESTAD

Alunskifer utgjør den mest problematiske og trolig også svakeste bergarten som kan påtreffes ved forankringsarbeider i Østlandsområdet. En rekke eksisterende fjellanlegg i Oslo, Bærum og Asker ble vurdert som mulige prøvesteder, men tilgjengeligheten for utførelse av tester ble vurdert som sterkt begrensende. Etter diverse befaringer pekte blandeverksområdet til NorBetong og Norcem på Slemmestad seg ut som det mest lovende prøveområde med to store skjæringer i alunskifer.

3.1 Lokalitet Slemmestad

3.1.1 Vegskjæring ved adkomstvei til blandeverket



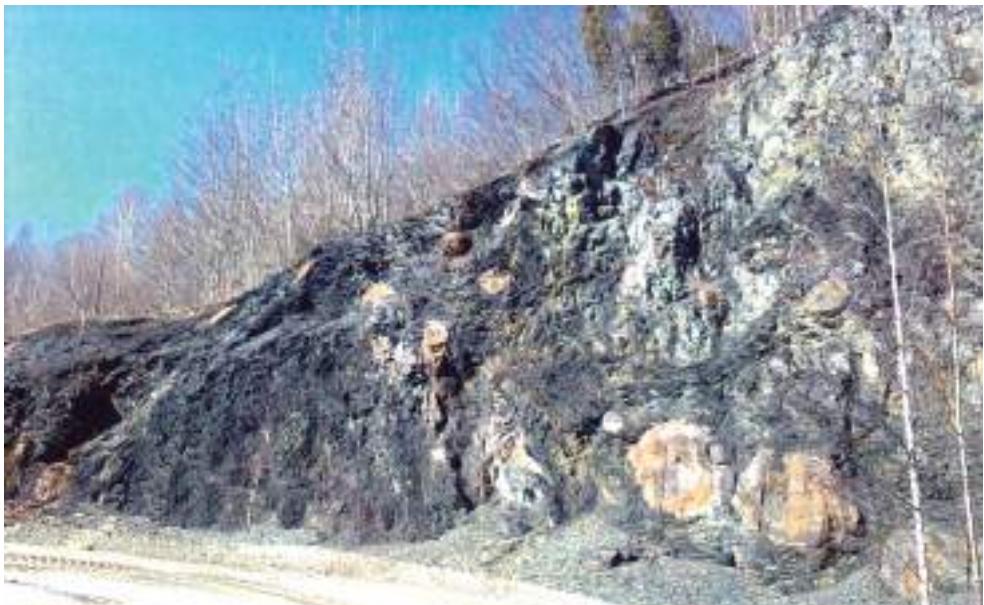
Bilde 1: Vegskjæringen inn til NorBetongs og Norcems anlegg. Store kalkknoller sees i øvre del av skjæringen. Forsøksbolter klare for installasjon.

Langs adkomstveien til Norcems og NorBetongs anlegg er det en lang skjæring (S) med varierende høyde fra 3 - 8 m. Bergarten er alunskifer med store, tydelig definerte kalkknoller. Mens kalkknollene er nokså lite oppsprukne, er alunskiferen tett skifrig til sukkerbitaktig. I overflaten er berget løst med tynne skiferflak, bløtt og tett oppsprukket. Sprekkeretningen parallelt lagdelingen er den klart mest definerte. Strøkretningen til lagdelingen N258 - 270°Ø er nokså parallelt skjæringen, og fallet ligger på rundt 20°, med lokal variasjon opp mot 40 - 60°.



Bilde 2: Typisk bergkvalitet i vegskjæringen - tett skifrig alunskifer som i overflaten er løs og småfallen.

Skjæring inne på blandeverksområdet.



Bilde 3: Bergskjæringen bak NorBetongs blandeverk. Forsøkene ble gjort i den knollefrie delen til venstre.

Alunskiferen i skjæringen inne på blandeverksområdet (B) er også småfallen og tett skifrig. Bergmassen er nokså småfoldet og i overflaten er den nesten grusaktig. Forekomsten av

kalkknoller i denne skjæringen er større enn i skjæringen ved adkomstveien, og knollene er større.



Bilde 4: Typisk bergkvalitet i bergskjæringen - småfallen og foldet alunskifer. Forsøksboltene er ferdig gyste.

3.2 Boring og gysing av forsøksbolter

Fjerby AS ble engasjert som samarbeidspartner for gjennomføring av feltarbeidet med boring, gysing og trekking. Boring av boltehull og installasjon av bolter ble gjennomført oktober 2011. Det ble installert 10 bolter i bergskjæringen bak NorBetongs anlegg (B) og 20 bolter i vegskjæringen langs adkomstveien (S). Prøvetrekking av boltene ble gjennomført november 2011.

Boring av boltehull ble utført med knemater, borstang og Ø 51 mm borkrone. Hullene ble boret på svak synk (11 - 23°) tilnærmet parallelt skiferens planstruktur, og det ble boret til ca. 2,2 m dyp. Borehullene ble plassert slik at de kun skulle gå i alunskifer, og kalkknoller ble påtruffet kun i et fåtall hull. Forskjellen i boremotstand for alunskifer og kalk var tydelig. I de tre hullene hvor kalkknoller ble påtruffet under boring ble nye hull boret opp.

De installerte boltene var 2,4 m lange kamstålbolter type Pretec M24x2400 med Ø 150 mm sfærisk skive, halvkule og mutter. Det ble brukt to avstandsholdere på hver bolt (i hver ende) for å sikre sentrering i hullet og fullstendig omslutning av mørtel over innstøpningslengden.



Bilde 5: Boring av boltehull.

Til innstøping av boltene ble det brukt Weber boltemørtel. Mørten ble blandet ut i bøtte ved bruk av drill påmontert visp, og pumpet inn i hullene ved hjelp av en enkel mørtepumpe.

Mørtelmengden ble dosert ved å telle antall pumpeslag. Tilsiktet innstøpingslengde var 1 m fra bunn hull. Oppnådd innstøpningslengde varierte fra 0,71 m til 1,71 m, med et gjennomsnitt på 1,21 m. For å kontrollere mørtelfastheten ble det støpt ut tre mørtelterninger fra to mørtelblandinger.

3.3 Prøvetrekking

For prøvetrekking ble boltene påmontert skjøtehylse og en gjenget forlengerenhet. Opplegget for prøvetrekkingen er illustrert i Bilde 6. Til anlegg mot berget ble det brukt en "elefantfot" som ble understøttet med stålkiler. Trekkingen ble utført ved hjelp av en cylinderjekk type Enerpac RACH-306 med kapasitet på 30 tonn. Lasten ble avlest manuelt på et manometer påmontert jekken, og bevegelsen til jekkstemelet relativt til jekksylinderen ble avlest med målebånd (avlesningsnøyaktighet ca. 1 - 2 mm).



Bilde 6: Opplegg for prøvetrekking.

3.4 Tekniske data

Tekniske data for bolter Pretec M24x2400:

Stålkvalitet B500NC.

Flytegrense (0,2 %): 500 N/mm². Bruddgrense: 600 - 650 N/mm². Duktilitet A_{gt}: 8 %.

Tverrsnittareal boltestang 491 mm², gjenget parti 353 mm².

Gjenget lengde: 160 mm.

Nominell flytelast boltestang: 25 tonn. Bruddlast boltestang: 30 - 32 tonn.

Nominell flytelast gjengeparti: 18 tonn. Bruddlast gjengeparti: 21,5 - 23 tonn.

Tekniske data forlengerenhet, lengde 1000 mm:

Stålkvalitet 8,8. Flytegrense (0,2 %): 640 N/mm². Bruddgrense: 800 N/mm².

Tverrsnittareal M24: 349 mm².

Nominell flytelast forlengerenhet: 23 tonn. Bruddlast: 28 tonn.

Ved innstøpningslengde 100 cm vil fri boltelengde være 140 cm. Av dette er ca. 12 cm gjengen del innenfor skjøtehylsen. Belastet del av forlengerenhet ca. 80 cm lang.

Ved en last på 25 tonn kan det forventes en elastisk tøyning av boltestammen i størrelsesorden 3,5 mm samt en ikke-elastisk forlengelse ved flytegrensen på 3 mm (0,2 %).

I tillegg vil den gjengede delen av bolten flyte. Dette kan utgjøre i størrelsesorden 9 mm (8 % av 120 mm).

Forlengerenheten vil ved sin flytegrense på 23 tonn ha en forlengelse på 2,5 + 1,6 mm. Ved 25 tonn strekk vil forlengelsen neppe være over 5 mm.

Ved en boltelast på 25 tonn er det derfor lite sannsynlig at kombinasjonen av elastisk tøyning og flytning i bolt og forlenger til sammen vil gi en tøyning på mer enn ca. 20 mm.

3.5 Resultater fra prøvetrekking

Uttreksforsøkene i alunskifer på Slemmestad er rapportert og kommentert av Bergh-Christensen (2011). Resultatene av prøvetrekkingen var entydige og overraskende.

Prøvetrekkingen forløp uten vesentlige problemer.

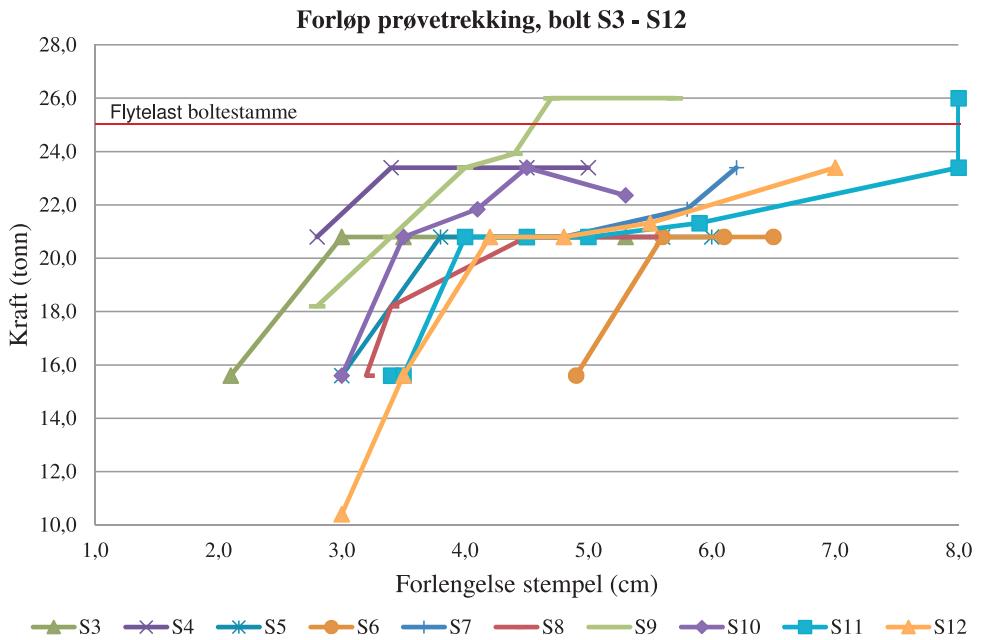
Systemet ble forbelastrt til 10 tonn. Det aller meste av setninger knyttet til anlegget mot berg ble unnagjort innen dette intervallet.

Ved 5 av boltene (S1, S11, S17, B1, B5) inntraff brudd i bolten på det gjengede partiet i ytre ende. Bruddet var eksplosjonsaktig og medførte i noen tilfeller at "elefantfot" og jekk spratt et par meter ut fra skjæringen. Bruddlasten for disse boltene var i størrelsesorden 24 - 26 tonn.

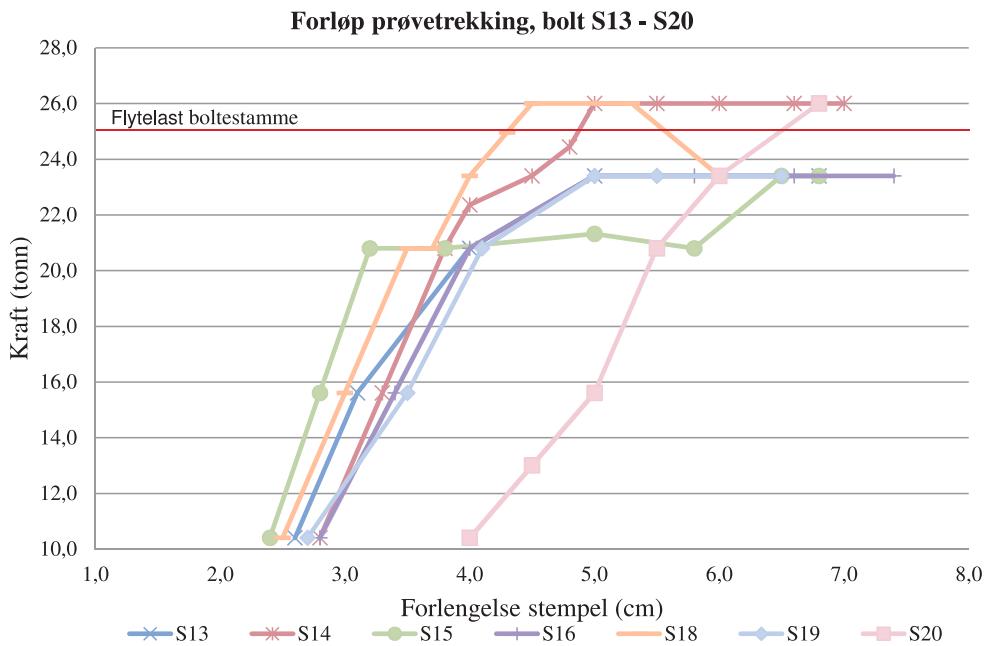
Et flertall av boltene indikerte svikt i forankringen ved et strekk på ca. 21 tonn. Det ble ikke funnet noen signifikant variasjon av lastkapasiteten som funksjon av innstøpningslengden innen det testede intervallet 0,71 – 1,71 m.

Dersom sluttlasten antas jevnt fordelt over kontaktfaten mørtel/berg, tilsvarer dette en utrinningsmotstand i intervallet 0,84 – 1,84 MPa.

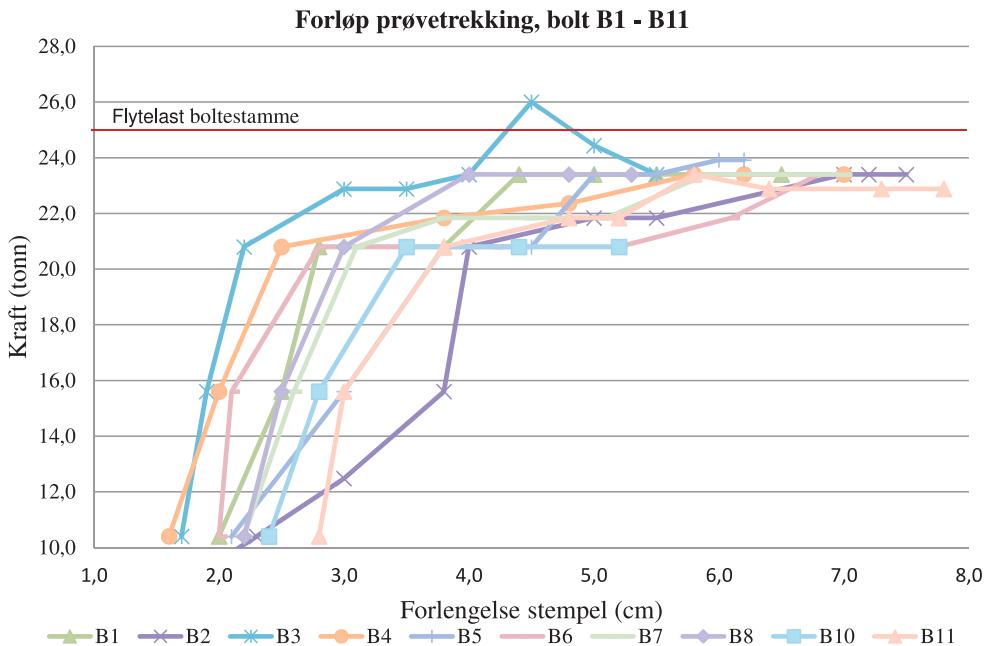
For flertallet av prøvetrekkingene ble det for lastintervallet fra 10 tonn opp til 21 tonn registrert en nærlinær tøyning i størrelsesorden 8 – 10 mm. Deretter kunne et flertall av boltene trekkes ut ytterligere 10 – 40 mm uten vesentlig økning i lasten. Ved enkelte av boltene ble det registrert økende last (over 21 tonn) etter en bevegelse på 5 – 20 mm. De følgende diagrammene illustrerer forholdet mellom last og uttrekking av boltene:



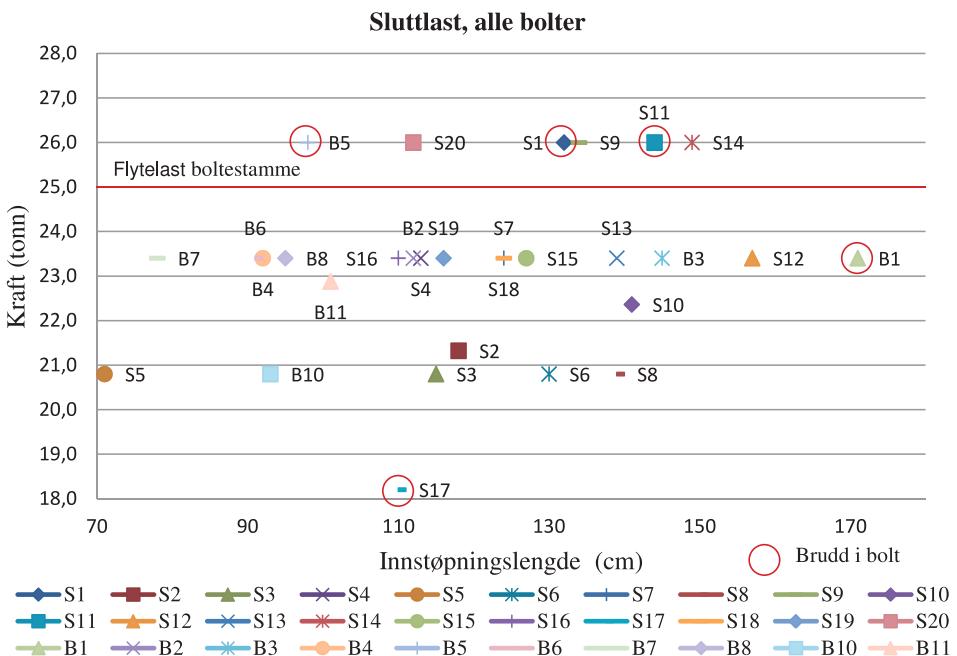
Figur 1: Prøvetrekking av bolt S4 – S12 i vegskjæring.



Figur 2: Prøvetrekking bolt S13 – S20 i vegskjæring.



Figur 3: Prøvetrekking av bolt B2 – B11 i bakvegg av tomt NorBetong AS.



Figur 4: Forholdet mellom sluttlast (tonn) og innstøpningslengde.

Et par av boltene (S9, S18) ble belastet fra 10 til 26 tonn med en forlengelse i størrelsesorden 10 mm. Dette gjør det lite sannsynlig at uttrekninger på 30 – 40 mm som er registrert for flertallet av de øvrige boltene kan forklares ved flyting i bolt eller forlengerenhet.

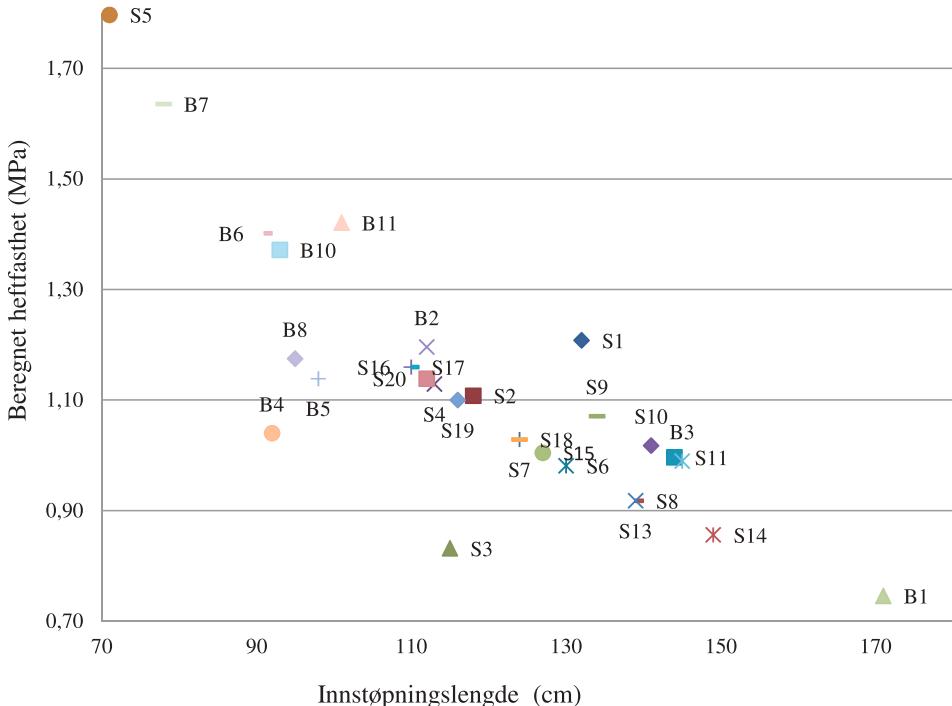
Resultatene tyder på at det har skjedd et brudd i forankringen i kontaktsonen mørtel/berg, og at bolt og innstøpningsmørtel etter "bruddet" i forankringen beveger seg relativt til borhullsveggen. Bruddmekanismen kan være en kombinasjon av lokal knusning og plastisk flytning, hvor en "bruddfront" med begrenset utstrekning definerer motstanden mot utrinvning.

Det var opprinnelig hensikten å trekke en del av boltene ut av hullene for inspeksjon. Med de høye uttrekkslastene man erfarte ansees dette lite realistisk, da boltene trolig vil gå til brudd før de er ute av hullet.

Det ville være av stor interesse om enkelte av boltene med omliggende berg kunne bores ut ved hjelp av kjerneboring. "Disseksjon" av disse ville trolig kunne gi nærmere holdepunkter for forstå bruddmekanismen.

Inntil videre er de testede boltene å finne i skjæringene på Slemmestad, så teknisk sett er denne muligheten fremdeles åpen.

Beregnet heftfasthet, alle bolter



Figur 5: Heftfasthet mørtel/berg (avsluttende last/kontaktflate) som funksjon av innstøpningslengde.

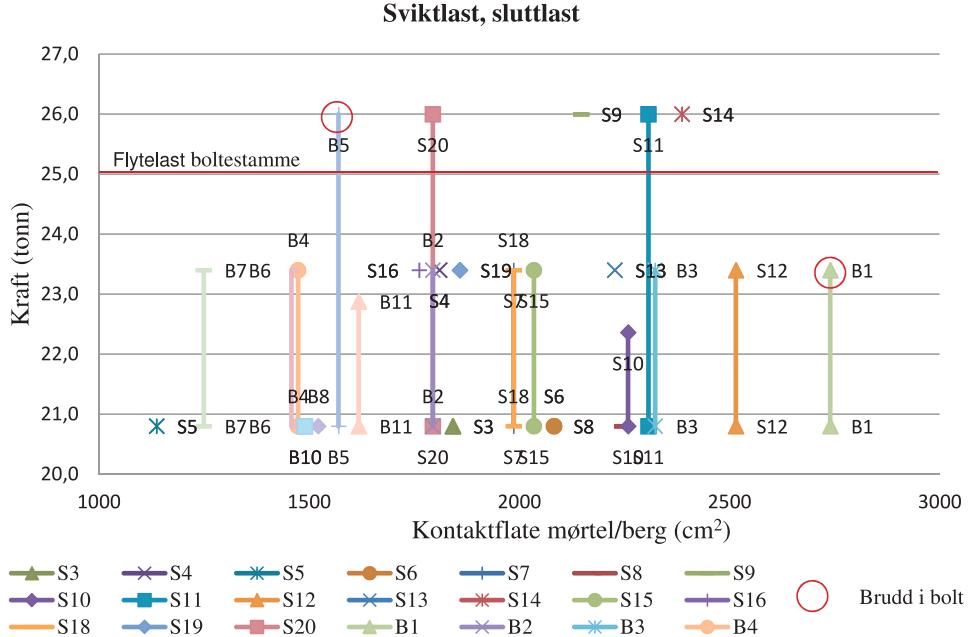
Heftfasthet mørtel/berg defineres vanligvis som en gjennomsnittsverdi, hvor den opptrerende lasten fordeles på hele kontaktarealet.

Tabell 2: Resultater fra prøvetrekking

Bolt	Innstøpt lengde		Innstøpt overflate		Initiallast (startende svikt)		Beregnet initial heftspenning (startende svikt)		Avsluttende strekkraft		Beregnet avsluttende heftspenning (stopp trekking)	
	nr.	L _d	A _{mørtele/berg}	A _{mørtele/stål}	F _d		τ _{d, mørtel/berg}	τ _{d, mørtel/stål}	F _d		τ _{d, mørtel/berg}	τ _{d, mørtel/stål}
			m	cm ²	cm ²	kN	tonn	MPa	MPa	kN	tonn	MPa
S1	1,32	2115	1037	-	-	-	-	-	256	26,0	1,21	2,46
S2	1,18	1891	927	-	-	-	-	-	210	21,3	1,11	2,26
S3	1,15	1843	903	204	20,8	1,11	2,26	204	20,8	1,11	2,26	
S4	1,13	1810	887	230	23,4	1,27	2,59	230	23,4	1,27	2,59	
S5	0,71	1138	558	204	20,8	1,80	3,67	204	20,8	1,80	3,67	
S6	1,30	2083	1021	204	20,8	0,98	2,00	204	20,8	0,98	2,00	
S7	1,24	1987	974	204	20,8	1,03	2,10	230	23,4	1,16	2,36	
S8	1,39	2227	1092	204	20,8	0,92	1,87	204	20,8	0,92	1,87	
S9	1,34	2147	1052	256	26,0	1,19	2,43	256	26,0	1,19	2,43	
S10	1,41	2259	1107	204	20,8	0,90	1,85	220	22,4	0,97	1,98	
S11	1,44	2307	1131	204	20,8	0,89	1,81	256	26,0	1,11	2,26	
S12	1,57	2515	1233	204	20,8	0,81	1,66	230	23,4	0,91	1,86	
S13	1,39	2227	1092	230	23,4	1,03	2,11	230	23,4	1,03	2,11	
S14	1,49	2387	1170	256	26,0	1,07	2,18	256	26,0	1,07	2,18	
S15	1,27	2035	997	204	20,8	1,00	2,05	230	23,4	1,13	2,31	
S16	1,10	1762	864	230	23,4	1,30	2,66	230	23,4	1,30	2,66	
S17	1,21	1939	950	-	-	-	-	179	18,2	0,92	1,88	
S18	1,24	1987	974	204	20,8	1,03	2,10	230	23,4	1,16	2,36	
S19	1,16	1859	911	230	23,4	1,24	2,52	230	23,4	1,24	2,52	
S20	1,12	1794	880	204	20,8	1,14	2,32	256	26,0	1,42	2,90	
B1	1,71	2740	1343	204	20,8	0,75	1,52	230	23,4	0,84	1,71	
B2	1,12	1794	880	204	20,8	1,14	2,32	230	23,4	1,28	2,61	
B3	1,45	2323	1139	204	20,8	0,88	1,79	230	23,4	0,99	2,02	
B4	0,92	1474	723	204	20,8	1,39	2,83	230	23,4	1,56	3,18	
B5	0,98	1570	770	204	20,8	1,30	2,66	256	26,0	1,63	3,32	
B6	0,91	1458	715	204	20,8	1,40	2,86	230	23,4	1,58	3,22	
B7	0,78	1250	613	204	20,8	1,64	3,34	230	23,4	1,84	3,75	
B8	0,95	1522	746	204	20,8	1,34	2,74	230	23,4	1,51	3,08	
B10	0,93	1490	730	204	20,8	1,37	2,80	204	20,8	1,37	2,80	
B11	1,01	1618	793	204	20,8	1,26	2,58	225	22,9	1,39	2,83	

Rød merking: Ved trekking oppstod det brudd i boltens gjengede del

I Figur 5 er uttrivningsmotstanden ved sluttlast for kontakten mørtel/berg plottet som en funksjon av innstøpningslengde. Som det fremgår indikerer uttrekksforsøkene at "effektiviteten" av forankringen synker med økende innstøpningslengde. Dette er en effekt som er velkjent fra uttrekksforsøk på forankringer i løsmasser og i svakt berg.



Figur 6: Plott som viser sviklast (initiallast) og sluttlast som funksjon av kontaktfplate

Figur 6 viser henholdsvis sviklast og sluttlast som funksjon av kontaktfletten mørtel/berg. Figuren illustrerer at det synes å skje en svikt i nær sagt alle forankringer ved en last på ca. 21 tonn. Forklaringen ligger trolig her i den spesielle bruddmekanismen (de-bonding) som er beskrevet for lignende forsøk i svake bergarter.

3.6 Resultater fra måling av trykkfasthet og densitet

Resultatene fra måling av trykkfasthet på prøver av mørten som ble benyttet til innstøpning av boltene er gjengitt i Tabell 3. Utstøpning av terningene ble gjort i utstøpningsformer av stål. Ved prøvingen hadde mørten stått og herdet i 21 døgn. Som det fremgår av resultatene, var midlere fasthet for mørteblandingen fra skjæringen i adkomstveien på 26,7 MPa, for blandingen fra blandeverksområdet 31,0 MPa. Vann/ement - forholdet ble ikke undersøkt ved blanding av mørten, men var nok noe høyt for blandingene.

Tabell 3: Resultater fra prøving av trykkfasthet på prøver av mørtel

Prøve-ID		S-P1	S-P2	S-P3	B-P1	B-P2	B-P3
Mørteblanding		Skjæring ved adkomstvei			Skjæring i blandeverksområde		
Terningstørrelse (L, B, H)	mm	70	70	70	70	70	70
Densitet	kg/m³	1880	1880	1880	1910	1910	1910
Maksimal last	kN	130,0	129,5	134,4	145,2	156,3	153,5
Trykkfasthet	MPa	26,1	26,4	27,5	29,7	31,9	31,4

4 OPPSUMMERING

Det er gjennomført uttrekksforsøk på 30 stk. 25 mm innstøpte kamstålbolter i alunskifer på Slemmestad. Boltene ble montert i 51 mm borehull, med innstøpningslengde varierende fra 0,71 m til 1,71 m.

Når sagt alle boltene viste svikt i forankringen ved et strekk på 21 tonn. Etter denne svikten kunne flertallet av boltene trekkes ut 1 – 4 cm uten vesentlig økning i lasten. En rekke av boltene ble trukket til 25 – 26 tonn belastning uten brudd.

Den gjennomsnittlige utrinvingsmotstanden ved sluttlast for kontakten mørtel/berg for ulike innstøpningslengder er vist i Figur 5. Det ble funnet at heftfastheten avtok med økende innstøpningslengde, fra 1,80 MPa ved 71 cm, til 0,84 MPa ved 1,71 m innstøpning.

Forløpet av de fleste av uttrekksforsøkene indikerer svikt i forankringen knyttet til brudd i kontaktsonen mørtel/berg. Etter at bruddet har forplantet seg langs hele innstøpningen (engelsk: de-bonding), er det sannsynlig at utrinvingsmotstanden i neste fase er konsentrert om ytre del av denne, ved at mørtelpluggen "brøyster seg veg" utover i borehullet ved en kombinasjon av knusing og plastisk flytning av skiferen i borhullsveggen.

5 CASE - UTSLIPPSTUNNEL MIDGARDSORMEN

Det ble på avløpsprosjektet Midgardsormen, hvor Norconsult har hatt oppfølging i byggeperioden, gjennomført prøvetrekkingforsøk på innstøpte forsøksbolter i alunskifer mai 2012. Forsøkene er beskrevet av Ongstad (2012).

Skiferen ble påtruffet under driving av utslipptunnelen som går fra Bekkelaget og ut forbi Ormøya. Driving av tunnelen innebar krysning av Bunnefjordsforkastningen, hvor berggrunnen over en strekning på 40 m i stor grad bestod av alunskifer. Det ble av byggherren, Vann- og avløpsetaten, stilt spørsmål til hvorvidt innstøpte 2,4 m lange bolter benyttet til forankring av armerte sprøytebetongbuer hadde tilstrekkelig med hold i den dårlige bergmassen. Norconsult anbefalte derfor at det ble gjort prøvetrekkingforsøk etter de samme prinsippene som ble gjennomført med godt resultat ved Slemmestad.

Bergartsbeskrivelse

Berggrunnen i forkastningssonen der forsøkene ble gjort bestod i stor grad av alunskifer, med enkelte mindre innslag av leirsifier/kalkstein og mænaitt. Alunskiferen var tydelig skjærdeformert og mekanisk meget svak, og ble fragmentert nærmest til en finkornet jordart ved sprengning eller lett mekanisk bearbeiding. Bergarten løste seg fullstendig opp i kontakt med vann (engelsk: slaking), viste 140 % fri svelling og et maksimalt svelletrykk på 0,2 MPa. Innholdet av smekttitt ved XRD-analyse var på 5 %. Bergkvaliteten kan beskrives som tett oppsprukket og småfallen, og falt ved vurdering med Q-metoden under kategorien "Ekstremt dårlig".

Gjennomføring av forsøkene

Ved alle plasseringene for forsøk var det sikret med armerte sprøytebetongbuer og tykk sprøytebetong i veggene, slik at ikke noe berg var synlig rundt boltene. Forsøksboltene ble plassert i høyde 1 - 1,5 m over sålen, mellom buene slik at det ikke skulle være fare for å bore på armeringsstålet. Til boringen ble det brukt en Comando DC122-R borerigg med 45 mm

krone. Hullene ble boret til ca. 2 m lengde. Veidekke entreprenør stod for gjennomføring av den praktiske biten ved forsøkene under ledelse av Norconsult.

Ved gysing ble det benyttet standard industrisement som boltemørtel. Dosering av vann ble gjort på øyemål av entreprenøren. Mørtelen hadde ved endt blanding den riktige kremaktige konsistensen, og ble sjekket ved hansketesten. Blanding av mørtelen ble gjort i to omganger, men samlet i samme kar til slutt. For hver blanding ble det tatt to prøver av mørtelen for senere testing av trykkfasthet.

Til gysing ble det brukt mørtelpumpe av typen monopumpe, hvor pumpingen av mørtel skjer i en jevn bevegelse. Gysing av boltene ble gjort på normal måte ved gysing fra enden av hullet og kontrollert uttrekking av gyseslangen. For å oppnå en innstøpningslengde på ca. 1 m ble dosering av mørtelen gjort ved å merke gyseslangen 1,5 m og 2 m innenfor slangeenden, slik at gysingen ble avsluttet når slangen var trukket 0,5 m ut. Data vedrørende borehullene og innstøping av boltene fremkommer av tabell 4.

Etter at alle boltehullene var fylt delvis opp med mørtel, ble boltene montert. Det ble benyttet 2,40 m lange Ø25mm kamstålbolter fra Pretec med dobbel korrosjonsbeskyttelse.

Forsøksboltene som ble benyttet var av samme type som de benyttet ved forsøkene på Slemmestad. Boltene ble montert uten avstandsholdere (som for vanlige innstøpte bolter på anlegget).

Tabell 4: Plassering og lengde av borehull og bolter

Bolt nr.	Pel	Side	Hullengde (m)	Udstikk bolt (m)	Innstøpt lengde (m)	Kommentar
FB3	195,0	Høyre	2,02	0,38	0,86	
FB4	197,0	Høyre	2,02	0,38	0,90	
FB5	200,5	Høyre	2,00	0,40	0,75	
FB6	201,0	Venstre	2,02	0,38	0,85	
FB7	204,0	Høyre	1,99	0,41	0,62	Reell borehullsdiamaeter videre enn nominell. Lett å få stakefjær langt inn.
FB8	207,0	Venstre	2,03	0,37	0,81	
FB9	209,0	Høyre	2,02	0,38	1,28	Noe som sperret for stakefjær.
FB10	211,5	Høyre	2,04	0,36	0,64	Reell borehullsdiamaeter videre enn nominell. Lett å få stakefjær langt inn.
FB11	211,5	Venstre	2,01	0,39	0,54	Reell borehullsdiamaeter videre enn nominell. Lett å få stakefjær langt inn.
FB12	204,0	Venstre	2,03	0,37	0,87	
FB13	215,0	Høyre	2,00	0,40	0,50	Reell borehullsdiamaeter videre enn nominell. Lett å få stakefjær langt inn.
FB14	215,0	Venstre	2,03	0,37	0,64	Reell borehullsdiamaeter videre enn nominell. Lett å få stakefjær langt inn.

Prøvetrekningen ble gjort etter 8 døgn herding av mørtelen. Før trekkingen ble det gjort måling av utstikkende ende og fri lengde av bolten. For å måle avstand inn til mørtelen som omsluttet boltens innerste del, ble det benyttet stakefjær.



Bilde 7: Montert boltejekk med firkantet skive som stempelet trykker mot.

Til prøvetrekkingen ble det benyttet en standard håndjekk for prøvetrekking av bolter, Enerpac RC603, med kapasitet på 30 tonn. For omregning av trykk til kraft ble det benyttet krafttabell for det aktuelle utstyret. Entreprenøren hadde ikke ”elefantfot” tilgjengelig ved forsøkene. Det ble i stedet brukt en kraftig firkantet skive som ble montert mellom jekken og tunnelveggen. Sammenlignet med forsøkene ved Slemmestad ga denne løsningen en mindre overflate å fordele motholdskraften fra jekken på, noe som medførte en mer konsentrert fordeling av krefter på berget rundt boltehullet.

5.1 Resultater prøvetrekking

Resultatene fra prøvetrekkingen fremkommer i Tabell 5 og Figur 7.

Som det fremkommer av Tabell 5, ble samtlige bolter trukket til 23,5 tonn eller mer, med unntak av forsøksbolt FB14 som viste seg å være utilstrekkelig innstøpt og kunne jekkes jevnlig utover uten særlig motstand. Underveis i trekkingen ble det gjort avlesninger av trekraft fra jekkens manometer og stempelets forlengelse ved bruk av tommestokk. Avlesningene og prøvetrekkingsforløpet fremkommer av Figur 7. Når jekken nådde opp til 300 - 310 bar var tendensen at det ikke lot seg gjøre å mobilisere økt trekkraft på bolten. For å unngå ukontrollerte brudd av boltene ble trekkingen avsluttet når det var observert at maksimal strekkraft på boltene var oppnådd.

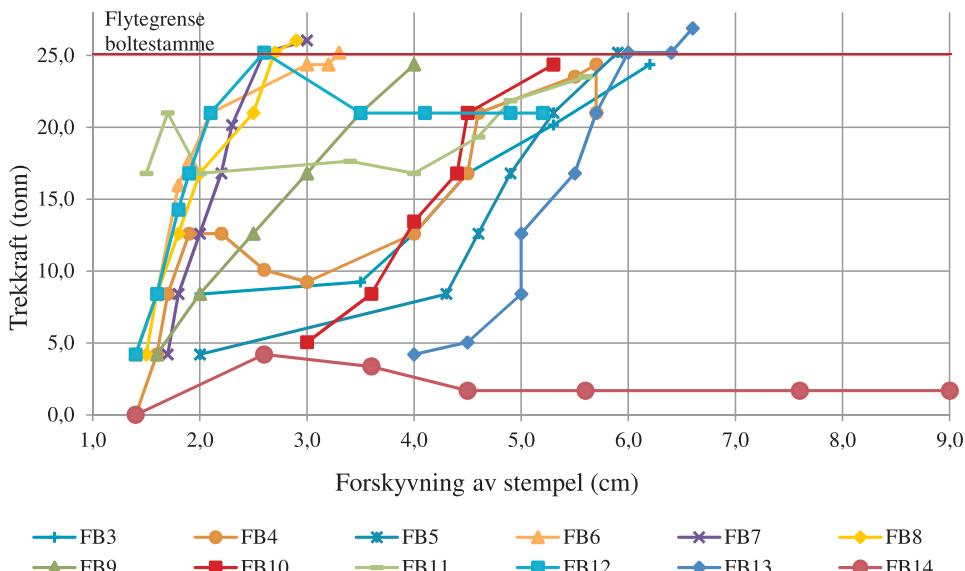
Tabell 5: Resultater prøvetrekking

Bolt	Innstøpt lengde	Innstøpt overflate		Initialkraft (startende svikt)		Beregnet initial heftspenning (start svikt)		Avsluttende strekkraft		Beregnet avsluttende heftspenning (stopp trekking)	
nr.	L _d	A _{mørtel/berg}	A _{mørtel/stål}	F _d		τ _{d, mørtel/berg}	τ _{d, mørtel/stål}	F _d		τ _{d, mørtel/berg}	τ _{d, mørtel/stål}
	m	cm ²	cm ²	kN	tonn	MPa	MPa	kN	tonn	MPa	MPa
FB3	0,86	1216	675	164*	16,8*	1,35	2,44	239	24,4	1,96	3,53
FB4	0,90	1272	707	123*	12,6*	0,97	1,75	239	24,4	1,88	3,38
FB5	0,75	1060	589	247	25,2	2,33	4,19	247	25,2	2,33	4,19
FB6	0,85	1202	668	206	21,0	1,71	3,08	247	25,2	2,05	3,70
FB7	0,62	869	483	247	25,2	2,84	5,11	255	26,0	2,93	5,28
FB8	0,81	1145	636	247	25,2	2,16	3,88	255	26,0	2,23	4,01
FB9	1,28	1810	1005	239	24,4	1,32	2,37	239	24,4	1,32	2,37
FB10	0,64	905	503	206	21,0	2,27	4,09	239	24,4	2,64	4,75
FB11	0,54	763	424	205*	21,0*	2,70	4,85	230	23,5	3,02	5,43
FB12	0,87	1230	683	247	25,2	2,01	3,61	247	25,2	2,01	3,61
FB13	0,50	707	393	247	25,2	3,49	6,29	263	26,9	3,73	6,71
FB14	0,64	905	503	41**	4,2**	0,45	0,82	41	4,2	0,45**	0,82**

* Det inntraff bruddannelse i sprøytebetongen. Videre jekking medførte innpressing av sprøytebetong og berg.

** Heften mellom mørtel og berg antas å være større enn heften mellom mørtel og bolt. Ut fra prøvetrekningsforløpet synes bolten å være utilstrekkelig innstøpt i kontakt bolt/mørtel, slik at heftbruddet ved trekking fant sted der.

Forløp av prøvetrekking, utslippstunnelen



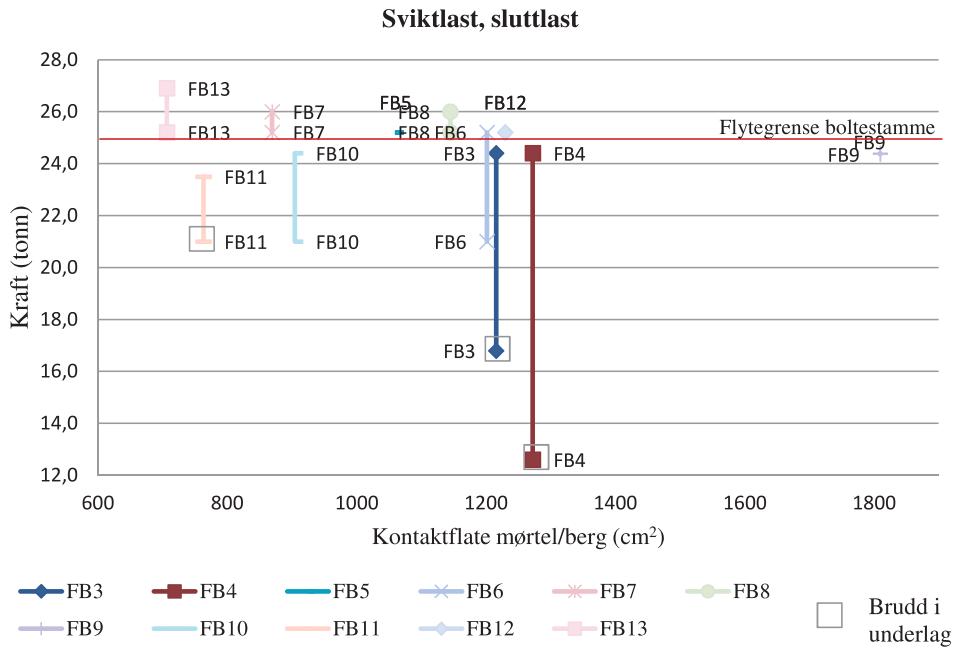
Figur 7: Forløp av prøvetrekking.

Ved trekking av tre av forsøksboltene (FB3, FB4 og FB11) oppstod det massiv oppsprekning rundt den kvadratiske skiven innenfor stempelet, og hele utstyret ble presset innover i sprøytebetongen. På disse tre lokalitetene var det før prøvetrekkingen allerede oppsprekning i sprøytebetongen (i god avstand til selve stempelet). Skadene som oppstod i sprøytebetongen ble tydet å skyldes at det var bomt/hulrom bak betonglaget, kombinert med at stivheten og styrken til alunskiferen antas å ha vært lav og bergarten dermed lett deformbar.



Bilde 8: Innpresset sprøytebetong, forsøksbolt FB11.

Forsøkene som ble gjennomført i utslipstunnelen viste at innstøpte kamstålbolter også i bergmasse av ekstremt dårlig kvalitet har en betydelig lastoverføringskapasitet selv når innstøpningslengden er begrenset. Det ble på bakgrunn av forsøkene konkludert med at man, ved sikring med bolter med normal innstøping langs hele bolten kunne regne med at boltene ville ta opp de lastene de dimensjoneres og utsettes for.



Figur 8: Plott som viser sviktlast (initiallast) og sluttlast som funksjon av kontaktflate

5.2 Resultater fra måling av trykkfasthet på mørtelprøver

Resultatene fra måling av trykkfasthet på prøvene av mørten er gjengitt i Tabell 6. Da entreprenøren ikke hadde tilgjengelig støpeformer på anlegget, var det benyttet sylinderiske rør til former. Ved prøvingen hadde mørten stått og herdet i 8 døgn. Samtlige utstøpte cylindere hadde radielle sprekker som har svekket styrken på prøvene.

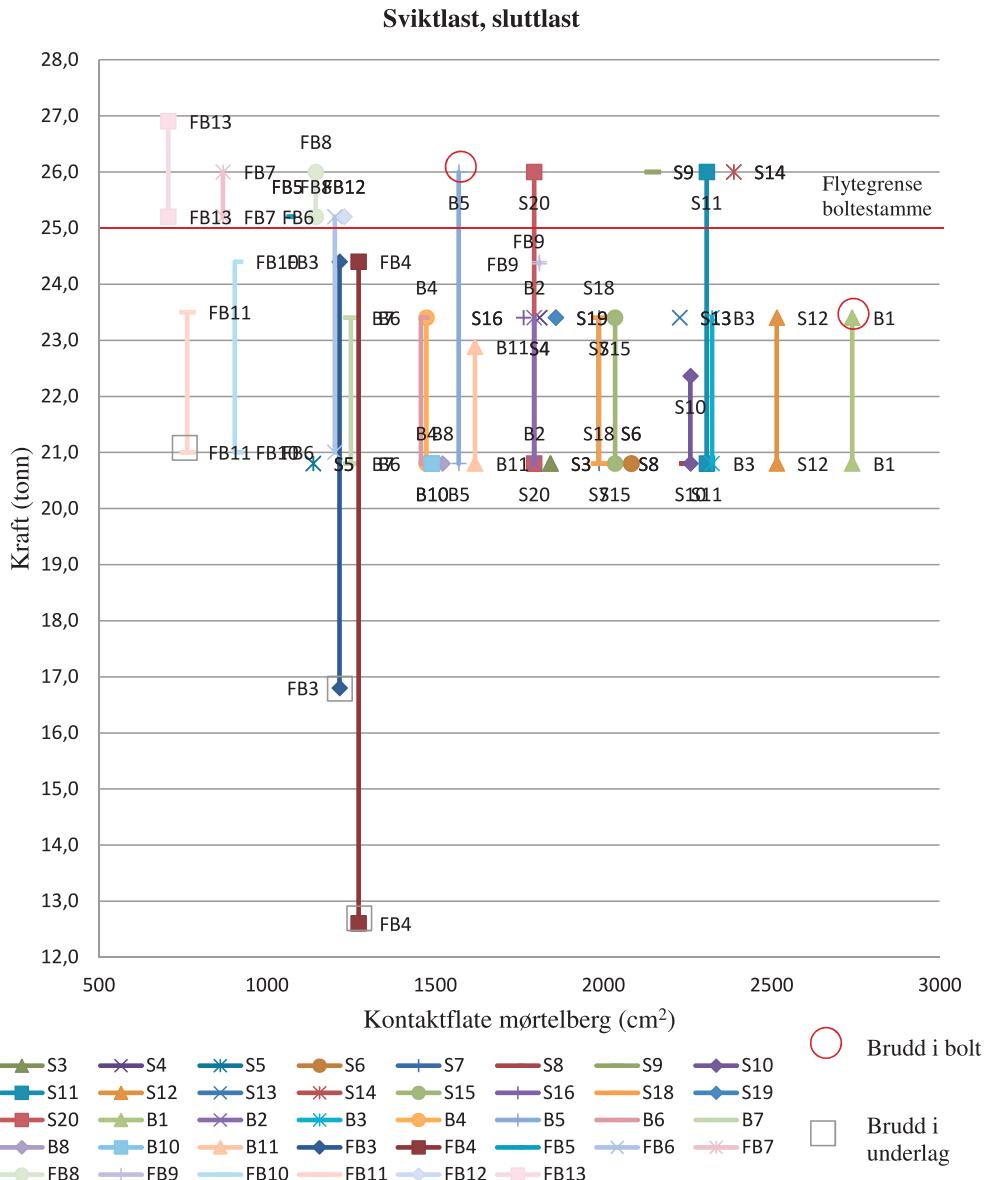
Tabell 6: Resultater fra prøving av trykkfasthet på prøver av mørtel

Prøve-ID		A	B	C	D
Mørtelblanding		II		I	
Høyde	mm	82,5	83,0	92,0	99,0
Diameter	mm	97,5	97,5	97,5	97,5
Størrelsesforhold	h/d	0,85	0,85	0,94	1,01
Densitet	kg/m ³	2070	2080	2020	2040
Maksimal last	kN	331,1	379,5	343,0	472,7
Trykkfasthet	MPa	35,6	41,0	38,9	55,4

6 KONKLUSJONER FRA FORSØKENE

6.1 Generelle erfaringer

Figur 9 viser en sammenstilling av sviktlast og sluttlast som en funksjon av kontaktarealet mørtel-berg for forsøkene på Slemmestad og ved Midgardsormen.



Figur 9: Plott som viser sviktlast (initiallast) og sluttlast som funksjon av kontaktflate, prøvetrekking ved Slemmestad (S, B) og Midgardsormen utslipptunnel (FB).

Som det fremgår indikerer flesteparten av boltene ved Slemmestad og også et par av boltene ved Midgardsormen svikt i forankringen ved en last på ca. 21 tonn. Flertallet av boltene kunne deretter belastes opp til 25 – 26 tonn med et "sig" i bolten på fra 10 til 50 mm.

Ved beregning av opptredende heftfasthet, er det forutsatt at hulldiameteren er tilsvarende diameteren på borekronen. Spesielt ved Midgardsormen var det indikasjoner på at borehullet ble videre enn nominell kronediameter.

Forsøkene indikerer at innenfor det testede intervallet gir økende innstøpningslengde ingen signifikant økning i lastkapasiteten. Uttrekksforsøk utført i svake bergarter og i stiv leire bl.a. i Storbritannia indikerer at "effektiv heftkapasitet" synker med økende forankringslengde.

Borehullene på Slemmestad er boret med 51 mm krone, mens det ved Midgardsormen ble brukt kronediameter 45 mm. Som det fremgår av Figur 9 synes dette ikke å gi noe utslag på lastkapasiteten.

Forsøkene gir ikke noen sikre holdepunkter for hvilke skalaeffekter som kan gjøre seg gjeldende ved hulldiametere som er aktuelle for stagforankringer og stålkjernepeler.

6.2 Anbefalinger for fremtidige forsøk

Etter to gjennomførte forsøksserier er det samlet noen erfaringer som kan være til nytte ved fremtidige forsøk i forbindelse med FoU-arbeid eller konkrete utbyggingsprosjekter:

- Prøveseriene bør være tilstrekkelig store. Det bør nok minimum brukes 10 bolter for å få et representativt datagrunnlag.
- Det bør minimum benyttes 25 mm bolter, da 20 mm bolter har for lav indre kapasitet. Dersom prøvetrekking av 32 mm bolter er gjennomførbart kan det være interessant alternativ å nytte slike bolter.
- Det bør vurderes benyttet boltejekk med større kapasitet enn 30 tonn, for eksempel 45 eller 60 tonn.
- Det bør gjøres utstøpning av mørtelterninger for undersøkelse av trykkfasthet, densitet og eventuelt også v/c-forhold på herdet mørtel. Støpning skal gjøres i støpeformer.
- Dersom prosjektet av økonomiske grunner tillater dette, bør det gjøres utboring av noen forsøksbolter ved hjelp av diamantkjerneboring. Dette vil gi et mer utfyllende bilde av innstøpning og eventuell bruddmekanisme.
- Det burde være av stor interesse å få utført storskala uttrekksforsøk på fjellankere i alunskifer. Forholdene på Slemmestad burde ligge godt til rette for slike sammenlignede tester.

7 SLUTTORD

Gjennomføring av prøvetreksforsøkene på hadde ikke vært mulig uten velvillighet fra alle instanser. Artikkelforfatterne ønsker derfor å takke følgende:

- Norconsult AS som har muliggjort forsøkene som et internt FoU-prosjekt.
- Norcem AS v/ Jan L. Kjellin, NorBetong AS v/ Oddbjørn Erlien og DnB NOR Bank ASA v/ Kjetil Kolstad som stilte skjæringene på Slemmestad til fri disposisjon for gjennomføring av forsøkene.
- Driftsleder Henning Emilsen på NorBetongs anlegg på Slemmestad som stilte strøm, vann og hvilerom til fri disposisjon for oss ved gjennomføringen.
- Fjerby AS v/ Kenneth W. Cappelen for entusiastisk og effektiv innsats ved gjennomføring av feltforsøkene på Slemmestad.

Vi ønsker også å takke Oslo Kommune Vann- og avløpsetaten v/Thoralf Utmo og Johnny Berger for at vi også kunne presentere prøvingsopplegget og resultatene fra Midgardsormens utslipstunnel.

8 REFERANSER

Jan Bergh-Christensen (2011): "Forankring i berg. Metode for å undersøke heftfastheten mørtel-berg i svake bergarter". Notat, 21.1.2011.

Jan Bergh-Christensen (2011): "Strekkforankring i berg. Prøvetrekking av innstøpte bolter i alunskifer". Rapport, 3.5.2012.

Andreas Ongstad, Jan Bergh-Christensen (2010): "Strekkforankring i berg".
Fjellsprengningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk 2010, side 21.1 – 21.15

Andreas Ongstad (2012): "Prøvetrekking av innstøpte forsøksbolter i Utslipstunnelen". Notat for prosjekt Midgardsormen (VAV), 8.6.2012.

Statens Vegvesen, Vegdirektoratet (2004): "Intern rapport nr. 2374 – Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg".

Statens Vegvesen, Vegdirektoratet (2010): "Håndbok 016 – Geoteknikk i vegbygging", kapittel 10.5.2 og 10.6.1.5.

Multiconsult (2011): "Weber bolt - boltemørtel. Måling av trykkfasthet på mottatte prøver". Lab.nr. 187/2011, 17.11.2011.

Multiconsult (2012): "Midgardsormen. Måling av trykkfasthet på prøver av mørtel". Lab.nr. 70/2012, 23.5.2012.

HØYE BERGSPENNINGER I KRAFTSTASJON VED TALA VANNKRAFTVERK I BHUTAN

High in-situ stresses in the underground powerhouse of Tala hydropower plant in Bhutan

Tekn. Dr. professor Charlie C. Li, NTNU

Siv.ing Gorab Dorji, NTNU

Dr. Scient Rajinder Kumar Bhasin, NGI

SAMMENDRAG

Tala vannkraftprosjektet ligger i det svært seismisk aktive tektoniske beltet i tilknytning til Himalaya. Den gjennomsnittlige dybden under terrengoverflaten for det underjordiske vannkraftkomplekset er på 410 meter. Bergmassekvaliteten varierer fra veldig bra til svært dårlig. . Bergspenningene in-situ er ganske høye, sett i forhold til bergmassens lave styrke. Svikt i bergboltene i maskinhallen begynte da sprengningsarbeidene var nært sålen i maskinhallen. Boltesvikt har pågått siden da, selv etter at hallen har vært i drift i mer enn fem år. Målet med denne artikkelen er å vise hvordan bergbolter svikter i en storskala underjordisk åpning som ligger i en svak bergmasse og under høye in-situ bergspenninger.

SUMMARY

Tala Hydroelectric Project is situated in the highly seismic Himalayan tectonic belt. The underground hydropower complex is located at an average depth of 410 m. The rock mass quality varies from very good to exceptionally poor. The in-situ rock stresses are quite high taking into account the low strength of the rock mass. Bolt failure started in underground powerhouse when the bench excavation was near the bottom of the house. Bolt failure has continued since then even after more than five years in operation. The objective of this paper is to show how rock bolts fail in a large scale underground opening that is located in a weak rockmass and under high in-situ rock stresses.

INLEDNING

Bhutan ligger i den sørlige skråningen av det østlige Himalaya. Bhutan har store variasjoner i topografin, fra områdene som ligger ca 200 meter over havet i sør , til fjell på over 7000 meter i nord. Landet består av bratt terrenghjennomskåret av et nettverk av elver som gir et enormt vannkraftpotensial. Himalaya-regionen er tektonisk aktiv, og bergmassen er anisotropisk, svært deformert, oppsprukket og dyp forvitret.

På grunn av uforutsigbar geologi i regionen har det oppstått forekommet mange tekniske utfordringer under tunneldriving i området. Men utfordringene er ikke over selv om drivingen er avsluttet, som i tilfelle med Tala-prosjektet. Progressive bergbevegelser i tunneler og bergrom resulterer i en gradvis oppbygging av belastninger på bergsikringen. Tala-prosjektet, som ble utbygd i perioden 1997-2007, er det første mega kraftprosjektet (1020 MW) i landet.

Den genererte energien eksporteres til India, og den står for omtrent 50 % av den totale nasjonale inntekten i Bhutan.

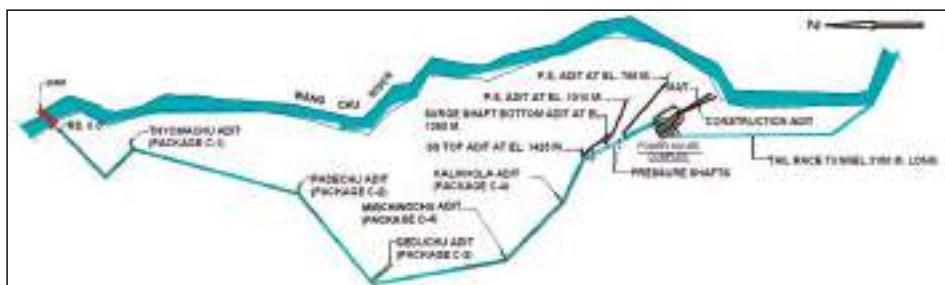
Prosjektet involverte bygging av en 92m høy demning, en 23 km lang underjordisk tilløpstunnel, en svingesjakt, to trykksjakter, en underjordisk maskinhall, en transformatorhall, og en 3,1 km lang avløpstunnel. Figur 1 og 2 viser prosjektets beliggenhet sørvest i Bhutan, og en skisse av prosjektet. Den underjordiske maskinhallen måler $206 \times 20 \times 45$ meter (lengde \times bredde \times høyde) og transformatorhallen måler $191 \times 16 \times 25$ meter. Den horisontale avstanden mellom de to hallene er 40 meter, se figur 3.

Det er benyttet sprøytebetong og bolter som bergsikring i hallene. Noen steder er det i tillegg montert stålbuer. Prosjektet har stått ovenfor to hovedproblemer i anleggs- og driftfasen. De to problemene er: i) svikt i bergbolter som skytes ut av veggene, og dermed utgjør en fare for utstyr og personell i maskinhallen og transformatorhallen, og ii) kontinuerlige deformasjoner i veggene som medfører et stabilitetsspørsmål for kraftstasjonen på lang sikt.

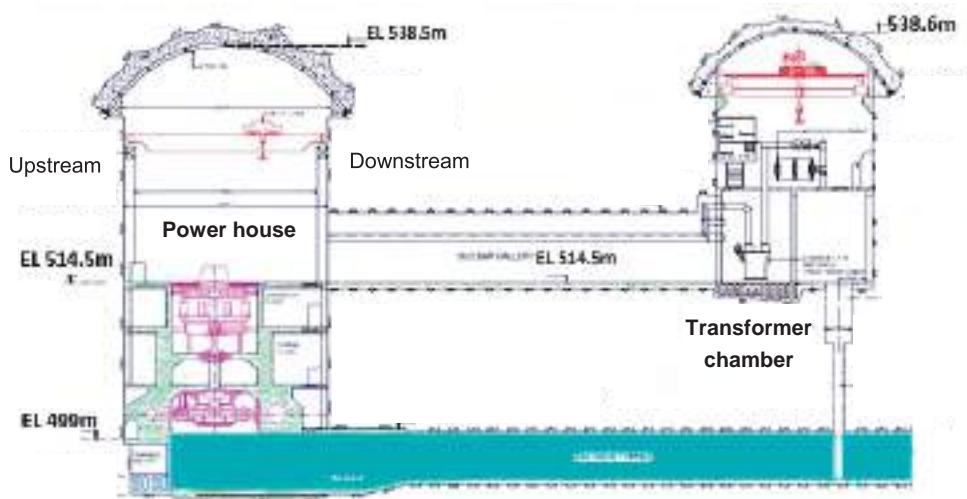
Denne artikkelen fokuserer på stabilitetsproblemer forårsaket av høye bergspenninger i den underjordiske maskinhallen i Tala.



Figur 1. Beliggenhet for Tala-prosjektet, 1020 MW, i drift siden 2006/2007.



Figur 2. Skisse av Tala-prosjektet.



Figur 3. Tverrsnittet av maskinhallen og transformatorhallen.

GEOLOGI OG BERGMASSEKVALITET

Tala vannkraftprosjektet ligger i det svært seismisk aktive tektoniske beltet i tilknytning til Himalaya. To store forkastninger, Main Boundary Fault (MBF) og Main Central Thrust (MCT), ligger henholdsvis ca 20 og 35 km sør for prosjektregionen. Seismisk overvåking i regionen har registrert 1624 skjelv/i størrelsesorden 3,7 til 8,7 på Richters skala i perioden mellom 1762 og 1988. Berggrunnen i prosjektområdet består av metamorf gneis, skifer, fyllitt og fyllitt-kvartsitt. Bergmassekvaliteten varierer fra klasse I (veldig bra) til klasse VI (svært dårlig). Den geologiske kartleggingen indikerte/ viser at berggrunnen i området for maskinhallen består av kvartsitt, fyllitt-kvartsitt, og amfibolitt-skifer. Bergartene er foldet i tette synklinal- og antiklinalformer. Figur 4 viser eksponert fyllitt / skifer / i veggene av maskinhallen.



Figur 4. Eksponert fyllitt /skifer i nedstrømveggen av maskinhallen.

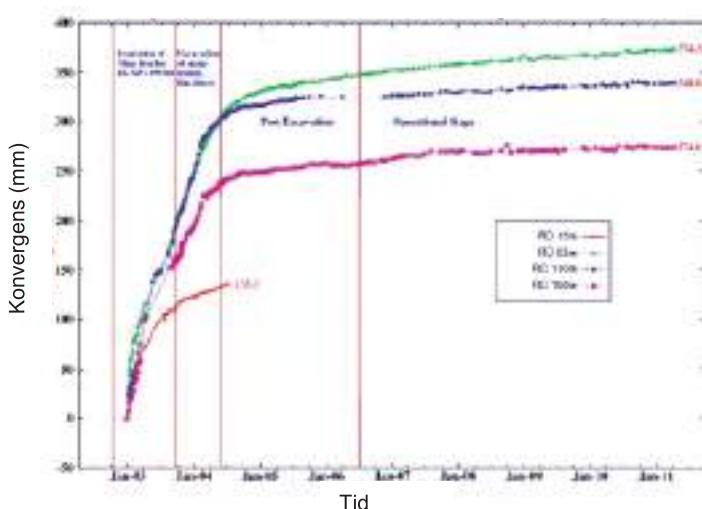
IN-SITU BERGSPRENNINGER

Maskinhallen ligger ca 410 meter under terrengoverflaten. Vertikalspenningen på dette dypet, $\sigma_v = 10.85$ MPa, er beregnet ut fra overdekningen. Horisontalspenningene ble målt ved hydraulisk splitting i tre forskjellige hull i 2007 (Sengupta et al) og resultatene viser at den største horisontalspenningen, $\sigma_h = 14.21$ MPa, går omtrent parallelt med hallens lengde, og den minste horisontalspenningen, $\sigma_h = 9.47$ MPa, går omtrent vinkelrett på hallens lengde.

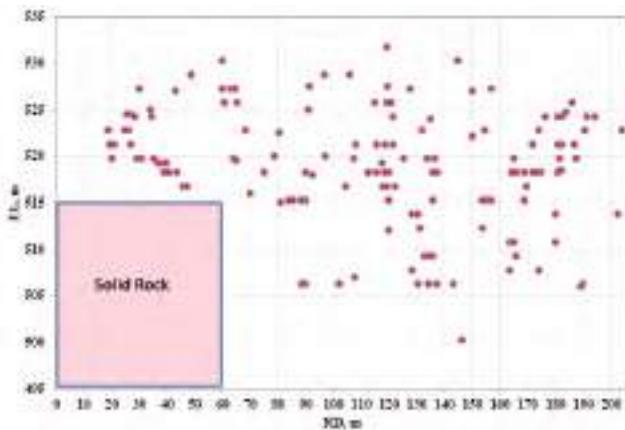
BERGSPENNINGSINDUSERT PROBLEMER

Stabilitetsproblemene har vært kjent siden arbeidet med maskinhallen startet opp. Taket kollapset i pilottunnelen i januar 2002, og det ble observert at noen bergbolter gikk i brudd da omtrent 90% av bergarbeidet i maskinhallen var gjennomført i løpet av 2003. Bergboltene var 26.5 mm i diameter og hadde en lastekapasitet på 47 tonn. Boltelengdene i maskinhallen og transformatorhallen var på henholdsvis 12 og 8 meter. Det er målt plate- og boltbelastning samt ekstensometers- og konvergensbevegelser i maskinhallen. Figur 5 viser konvergens mellom veggene i forskjellige posisjoner i hallen ved EL 525. I driftsperioden er det registrert en maksimal konvergens på 374 mm ved EL 525 og 330 mm ved EL 520. En stor del av konvergensen er knyttet til sprengningsbergarbeidet i hallen. For eksempel skjedde omtrent 300 mm av den maksimale konvergensen ved EL 525 i løpet av utbygging. I løpet av driftsperioden har konvergensen økt med ytterligere 74 mm, til 374 mm. Konvergens mellom veggene pågår fortsatt, med en gjennomsnittlig hastighet på 0,007 til 0,017 mm/døgn.

Prosjektet ble ferdigstilt i juli 2006, og har vært i drift siden da. Men svikt i monterte bergbolter har vedvart, og til sisten av 2011 er det 190 bergbolter som har synlig svikt i maskinhallen (147 stykker i oppstrømveggen, 30 i nedstrømveggen og 13 i endeveggen). I transformatorhallen er det registrert 5 bolter som har sviktet. Figur 6 viser hvor boltene som har sviktet på oppstrømveggen er lokalisert. Noen av bergboltene som har sviktet er presentert i figur 7-9.



Figur 5. Konvergens av veggene i maskinhallen på EL 525.



Figur 6. Lokalisering av sviktede bergbolter i oppstrømveggen av maskinhallen.



a) Utskutte bergbolter



b) Skadet sprøytebetong pga boltebrudd

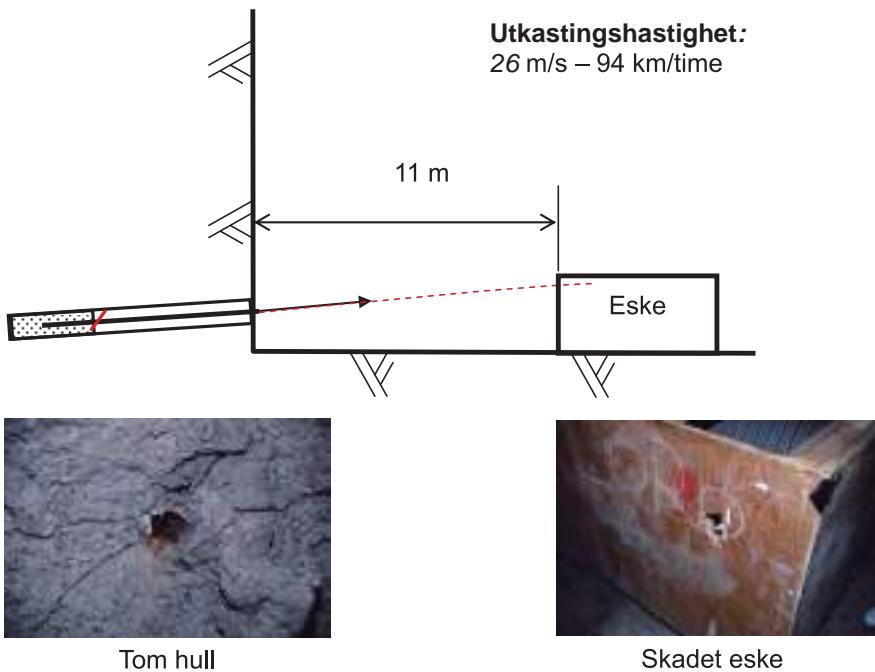


c) En utskutt bergbolt



d) Utskutte bergbolter, > 5 m

Figur 7. Sviktede bergbolter i maskinhallen.



Figur 8. En utskutt bolt som fløy 11 m og traff en eske på gulvet i transformatorhallen.



Figur 9. Tverrsnitt av en sviktet bergbolt.

Avsluttende bemerkninger

Den pågående deformasjonen er "drivkraft" for boltesvikten som registreres i Tala kraftverk. Den store bergdeformasjonen er knyttet til både den dårlige bergmassekvaliteten og til de relativt høye bergspenningene. Forholdet mellom styrken i bergmassen og bergspenningsforholdet bør tas i betrakting når en velger plassering for en underjordisk kraftstasjon. I dette tilfelle er berspenningsforholdet som følgende: $\sigma_c = 63 \text{ MPa}$ (målt), $\sigma_h = 9,47 \text{ MPa}$ (målt) og $\sigma_c/\sigma_h = 63,0 / 9,5 = 6,6$. Ut i fra Q-system (SRF faktor) kan man si at dette er en høyspenning som kan være ugunstig for vegg stabilitet.

Tilsynelatende er den direkte årsaken til boltesvikten utilfredsstillende støpningskvalitet i bolthullene (dvs. noen av bolthullene var ikke fullstendig gyst). Imidlertid er det trolig at boltene ville ha sviktet uansett om hullene var fullstendig gyst eller ikke. Forskjellen er bare om svikten er synlig eller ikke. Man kan se svikten dersom bolten ikke er helt innstøpt, som vist i figurene 6a, 6c, 6d og 7, men svikten er ikke nødvendigvis synlig hvis boltene er helt innstøpte. I noen tilfeller kan en oppfatte boltesvikt ut fra skadene på sprøytebetong som dekker over bolthodet, som vist i figur 6b. Svikt i en bolt, uansett om den er utskutt eller ikke, vil resultere i tap av støttefunksjonen til bolten.

I undergrunnen finnes det ikke en konstant belastning på bergsikringselementene. Støttebelastningen og deformasjonen i berget er henger sammen. Bergsikringselementene må ha høy belastnings- og forskyvningskapasiteter for å gi tilfredsstillende støtteeffekter.

REFERANSER

- Naik, S.R., Sudhakar K., and Nair R., 2011. Final Report on Instrumentation, Monitoring and Data Analysis at Powerhouse Complex, Tala Hydroelectric Power Plant, Bhutan.
- Sengupta, S., Subrahmanyam D.S., Joseph D., and Sinha R.K., 2007. The Role of National Institute of Rock Mechanics in In-Situ Geotechnical Investigations (1979 to 2002) at Tala Hydroelectric Project Bhutan. International Workshop Experiences Gained in Design and Construction of Tala Hydroelectric Project. New Delhi: CSMRS, Inc. Proceedings, pp.150-172.

Sivilingeniør Kristian Aunaas, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

SEISMISK ANALYSE OG DIMENSJONERING AV TUNNELER

Siv.ing. Farzin Shahrokhi Rambøll Norge AS

Sammendrag

Motivasjon bak denne artikkelen er det at Statensvegvesen sin håndbok om dimensjonering av bruer betegner løsmassetunneler som bruer, og krever det samme prosjekteringsregler for løsmassetunneler. Videre er det krav om at bruer skal dimensjoneres for å motstå seismiske påvirkninger etter anvisninger oppgitt i Eurokode 8, del 2, men standarden gir ikke spesifikke regler eller beregningsmetodikk for tunneler.

Hensikten med denne artikkelen er å presentere en samling av forenklet beregnings metodikk for tunneler utsatt for seismisk påvirkning ved å inkludere jord-konstruksjonssamvirke effekter. Jord-konstruksjonssamvirke er en vesentlig spesielt for tunneler i myke løsmasser.

Summary

Motivation behind presenting this article is that the Norwegian transport department has stated in its handbook for bridge design that tunnels in soils should be considered as bridges, and the same design rules for bridges should be apply to them. At the other hand, bridges should be design to withstand seismic action based on specifications and commissions in Eurocode 8-part 2, but the standard does not give any design rules for tunnels.

The purpose of this article is to present a compilation of simple calculation methods for tunnels under seismic action which also includes the soil-structure interaction effects which are quite vital specially for tunnels in soft soils.

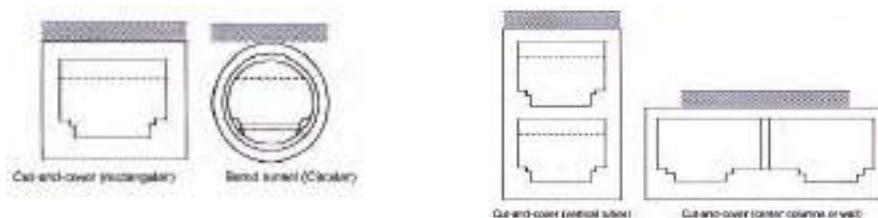
Innledning

Motivasjon bak denne artikkelen er det at Statensvegvesen sin håndbok om dimensjonering av bruer (HB185) i kapittel 1.1.3 betegner løsmassetunneler som bruer, og krever at samme prosjekteringsregler som benyttes for bruer gjelder også for tunneler i løsmasse. Videre stilles det krav om bruer skal dimensjoneres for å motstå seismiske påvirkninger. Eurokode 8, del 2, gir retningslinjer for seismisk analyse og dimensjonering av bruer, men gir ikke spesifikke regler for tunneler.

Derfor er det vel tenkt at det er på tide å presentere en samling av state-of-the-art beregnings metodikk, både forenklede beregningsmetodikk, og mer avanserte beregningsmetoder basert på jord-konstruksjonssamvirke for analyse og dimensjonering av tunneler i løsmasse.

Undergrunnkonstruksjoner¹ har spesifikke karakteristisk som gjør deres oppførsel forskjellige fra de fleste konstruksjonene over terreng: (1) de er nedgravd i jord/fjell i sin helhet, og (2) deres lengde. Dimensjonering av undergrunnkonstruksjoner for seismisk påvirkning² har derfor andre aspekter som skiller de fra konstruksjoner over terreng.

Det er kjent at generelt sett er undergrunnkonstruksjoner (tunneler) mindre sårbar for jordskjelv enn konstruksjoner over terreng. Tross for det er det mange tilfeller som det er registrert skade og/eller kollaps inne i tunneler forårsaket jordskjelv, og derfor er det viktig at effekt av jordskjelv ikke blir oversett. Figur 1 viser diverse tunnelprofiler som benyttes for trafikk og samferdsel.



Figur 1, Diverse tunnelprofiler (etter Power et al. 1996)

Denne artikkelen er fokusert på analyse metodikk for undergrunnkonstruksjonen utsatt for seismisk påvirkning i løsmasse. Hensikten er å kunne gi en beskrivelse av generell filosofi for dimensjonering av undergrunnkonstruksjoner, og metodikk for vurdering av deformasjoner i grunn i seismiske tilstand, og hvordan deformasjoner påvirker og overføres inn i undergrunnkonstruksjon. Det er hensikten å presenterer en samling av forenklede beregningsmetodikk for beregning av tøyninger, krefter og momenter som oppstår i innvendig kledning av tunnelkonstruksjonen.

1. Oppførsel av undergrunnkonstruksjon under seismisk tilstand

Ifølge Wang (2001) under jordskjelv hendelse i Taiwan (Chi-chi 1999), fikk 49 av 57 tunneler skader. Jordskjelv hendelse i Kobe (Japan 1995) medførte store skader i tunneler og t-bane stasjonen. Voldsomheten av skader er i hovedsak avhengig av jord type og jord egenskaper, avstand fra jordskjelvsenter³, og type innvendig kledning⁴ av tunnelkonstruksjon.

Flere studier har dokumentert skader på undergrunnkonstruksjoner forårsaket jordskjelv. ASCE (1974) beskriver skader i Los Angeles område etter jordskjelvet San Fernando i 1971. JSCE (1988) beskriver også oppførsel av flere undergrunnkonstruksjoner under seismisk påvirkning i Japan. Duke & Leeds (1959), Stevens (1977), Dowding & Rozen (1978), Owen and Scholl (1981), Sharma & Judd (1991), Power et al. (1998) og Kaneshiro et al. (2000), alle presenterer skader på undergrunnkonstruksjoner etter jordskjelv. Figur 2 presenterer noen av vanlige skade mønstre i tunnel forårsaket av seismisk påvirkning.

Følgende generelle observasjoner kan nevnes knyttet til oppførsel av undergrunnkonstruksjoner i seismisk tilstand:

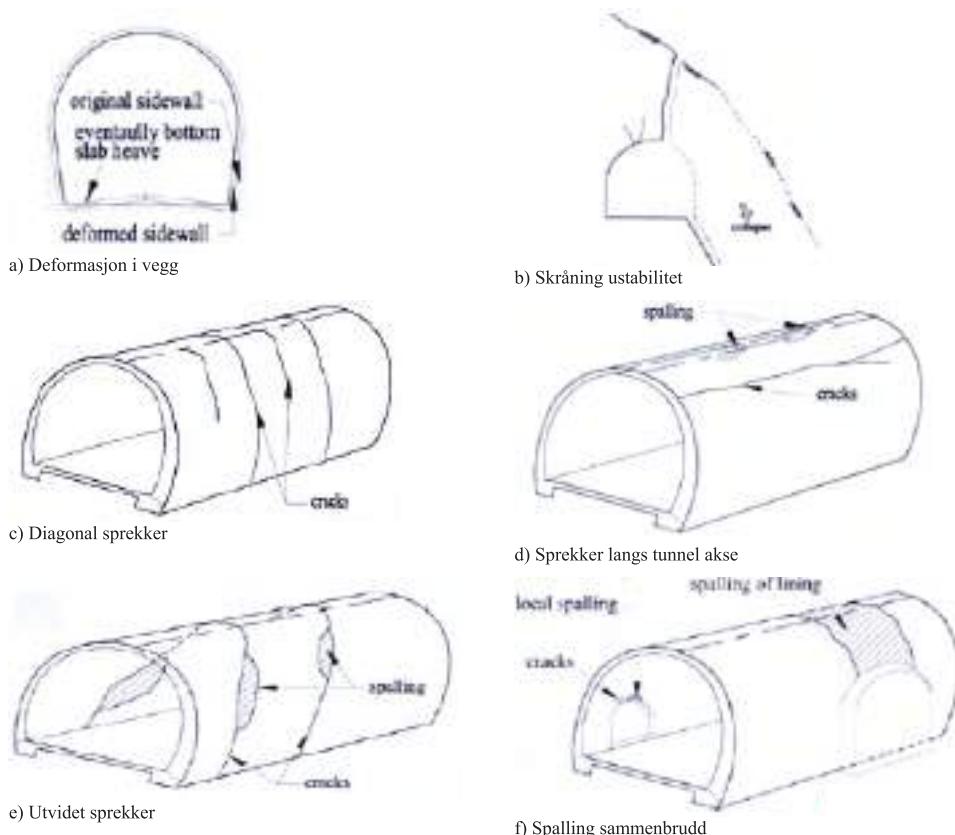
¹ Underground structures

² Seismic action

³ Epicenter

⁴ Lining

- Undergrunnkonstruksjoner opplever mindre skader enn konstruksjoner over terreng
- Jo tunnelen ligger i dypere i grunnen, jo mindre skader pga jordskjelv.
- Undergrunnkonstruksjoner i løsmasse er mer utsatt for skader enn fjelltunnel.
- Skader fra jordskjelv blir vesentlig mindre dersom omkringliggende løsmasse rundt tunnelen er stabilisert eller forsterket.
- Skader fra jordskjelv blir mindre når kontakt mellom innvendig kledning og løsmasse blir bedre via injisering av betong⁵
- Varigheten av jordskjelv er en av viktigste årsaker til skader på tunneler. Dette er på grunn av utmatting og store samlede deformasjoner.
- Grunnbevegelser⁶ kan bli forsterket dersom bølgelengde⁷ av innkommende seismiske bølger er mellom 1 og 4 ganger diameter av tunnelen.



Figur 2, Skader i tunnel forårsaket av seismisk påvirkning, (etter Wang 2001).

⁵ Grouting

⁶ Ground motion

⁷ Wave length

1.1. Problemstilling ved seismisk analyse og dimensjonering

Jordskjelv effekter på underjordiske konstruksjoner kan gruppertes i to kategorier:

- (1) grunnrystelser⁸, og (2) sammenbrudd i grunnen⁹, for eksempel liquefaction, forskyvning av forkastning, og skråning ustabilitet.

Grunnrystelser som er hovedfokus i denne artikkelen refereres til deformasjon av grunn forårsaket av forplantning av seismiske bølger i jord. De viktigste faktorene som påvirker skader på grunn av grunnrystelser er blant annet: (1) form, dimensjoner og dybde av konstruksjonen; (2) egenskapene til omkringliggende jord eller fjell; (3) konstruksjonens egenskaper; og (4) hvor sterkt er grunnrystelser.

Seismisk utforming av underjordiske konstruksjoner er unik på flere måter. For de fleste underjordiske konstruksjoner, er tregheten¹⁰ av omkringliggende jord stort i forhold til konstruksjonens treghet.

Okamoto et al. (1973) sine observasjoner av seismisk respons av en nedsenkhet tunnel under flere jordskjelv hendelser viser at responsen av tunnel domineres av grunnens respons og ikke treghets egenskapene av selve tunnel konstruksjonen. Derfor er dimensjonering av underjordiske konstruksjoner avhengig av (1) fri-felt deformasjonen av jord og (2) samvirke mellom jord og konstruksjonen.

Det faktum at opptrædende forskyvning i jord er viktig for tunneler, er i stor kontrast til dimensjonering av konstruksjoner over terrenget som fokuset er på treghetseffekter av selve konstruksjonen. Dette er ført til utviklingen av dimensjoneringsmetoder som "Seismic Deformasjon Metode" som eksplisitt anser den seismiske deformasjonen av grunne (Kawashima 1999).

1.2. Skade mekanismen¹¹

Owen & Scholl (1981) beskrev type deformasjoner som hver tunnel opplever under en jordskjelv. Deformasjonene kan deles i tre typer: Aksial, krumming¹² og Ovalforming¹³. Aksial deformasjon oppstår vanligvis samtidig med krumming deformasjon. De to deformasjonstypene forekommer når jordskjelvbølger forplantes parallell og/eller skrått til tunnelens akse.

Aksial deformasjoner er definert ved vekslende trykk og strekk tøyninger langs tunnelens akse (Figur 3) som genereres av komponenter av seismiske bølger som forplantes langs tunnelens akse, mens derimot krumningsdeformasjoner er kategorisert ved regioner av negative og positive deformasjoner langs tunnelen (Figur 4) (Wang 1993).

Ovalforming deformasjoner refereres til omforming av sirkulære tunneler (Figur 5), og "racking" for rektangulære tunneler (Figur 6) som er en konsekvens av forplantning av seismisk skjær bølger normal til tunnelens akse. Denne bølgeutbredelse fører til deformasjon i tunnelprofil, som skal gjennomgås i denne artikkelen. Tunnelen kan bli mindre påvirket av jordskjelv dersom

⁸ Ground shaking

⁹ Ground failure

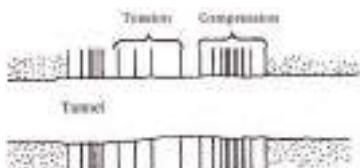
¹⁰ Inertia

¹¹ Damage mechanisms

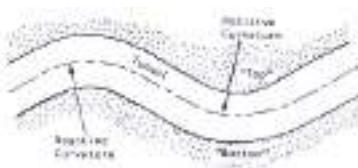
¹² Curvature

¹³ Ovaling, Hoop

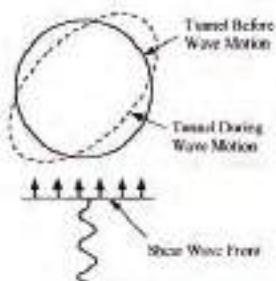
bølgelengden av seismiske bølger er mindre enn tunneldiameter. Den generelle virkemåten til innvendig kledning kan simuleres som en nedgravd konstruksjon under deformasjoner i grunn i en to-dimensjonal plantøyning¹⁴ tilstand.



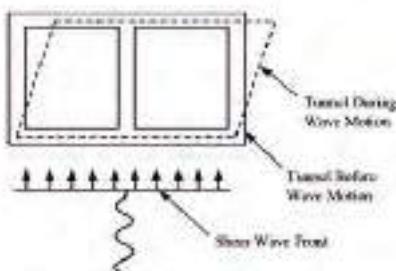
Figur 3, Aksial deformasjon langs tunnel
(Owen & Scholl, 1981)



Figur 4, Krumming deformasjon langs tunnel
(Owen & Scholl, 1981)



Figur 5, Ovalforming av sirkulær tunnel
(Owen & Scholl, 1981)



Figur 6, Racking av rektangulær tunnel
(Owen & Scholl, 1981)

Vurderingen av seismisk responsen av en underjordiske konstruksjon krever derfor forståelse av den forventede rystelser av grunnen samt evaluering av responsen av både jord og konstruksjon til slike rystelser.

Beregningsmetodikken består av tre hoved-trinn:

1. Definisjon av den seismiske miljøet og utvikle seismiske parameter for analyse.
2. Evaluering av grunnrespons til seismiske rystelser som inkluderer både evaluering av sammenbrudd og deformasjoner i grunnen¹⁵.
3. Vurdering av tunnelens respons til seismiske rystelse

2. Definisjon av seismisk påvirkning

2.1. Grunnleggende krav

Eurokode 8 har tre hovedmål for motstandsdyktige konstruksjonen mot seismiske påvirkninger:

- Menneskeliv: Hovedmålet er å redusere og minimere risikoen for tap av menneskeliv førårsaket av et jordskjelv;

¹⁴ Plane strain

¹⁵ Site effects

- Begrenset skade: For å sikre at konstruksjonene har tilstrekkelig motstand til å unngå skade forårsaket av mindre intense jordskjelv;
- Viktige konstruksjonen: Det er noen infrastrukturer som er grunnleggende i tilfelle katastrofe, for eksempel sykehus, brannstasjon osv., som skal være i drift under og etter forekomst av et jordskjelv.

Derfor, i henhold til EK8 skal konstruksjoner utformes og dimensjoneres på en måte som de er i stand til å oppfylle de følgende krav:

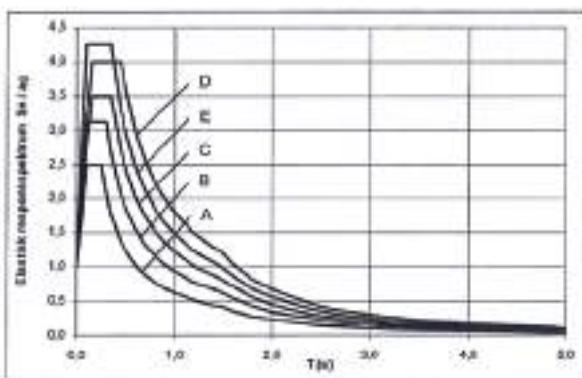
- Bruddgrense tilstand (ULS) – Motstand mot sammenbrudd¹⁶ skal konstruksjonen motstå den definerte seismiske påvirkningen uten at det ble lokal eller global kollaps. Derfor skal den opprettholde konstruksjonens integriteten og en gjenværende bæreevne etter et jordskjelv.
- Bruksgrense tilstand (SLS) – Skade begrensning¹⁷ (dette ikke er krav i Norge): Det innebærer at konstruksjonen er i stand til å tåle seismisk påvirkning med en større sannsynlighet for forekomst enn dimensjonerende seismiske påvirkning, uten å resultere i skade eller begrensninger på bruk.

2.2. Seismisk påvirkning

Ifølge Eurokode 8, avhenger den seismiske påvirkninger på:

- Seismiske soner
- Grunntype

Den grunnleggende representasjon av den seismiske påvirkning i EK8 er det elastiske responsspekteret (avsnitt 3.2.2.2 i Eurokode 8-1). Responsspekteret er definert for 5 grunntyper (A til E), og to spesiale grunntyper (S₁ og S₂) som krever videre studier for å fastsette seismiske påvirkninger, Figur 7.



Figur 7, Normalisert elastisk responsspekter etter Eurokode 8-1(NA)

¹⁶ Motstand mot sammenbrudd

¹⁷ Damage limitation

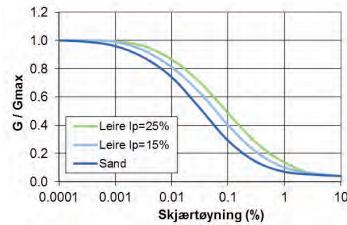
Verdien for referanse grunn akselerasjon for fjell for 475 år returperiode er presentert i nasjonal tillegg som a_{g40Hz} . Spissverdig grunn akselerasjon¹⁸ er avhengig av seismisk faktor (γ) som er avhengig av type og viktigheten av konstruksjonen, og beregnes som

$$a_g = 0,8 \cdot a_{g40Hz} \cdot \gamma_l$$

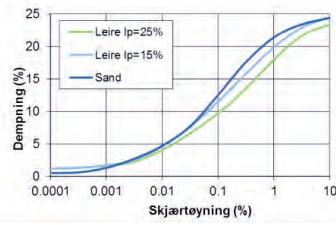
3. Evaluering av grunnrespons i seismisk tilstand

Det skal utføres en grunnresponsanalyse (1D/2D) for å beregne deformasjoner og tøyning nivå i grunnen. Dette er avhengig av dybde, og vanligvis defineres som dybdeplot av skjærtøyning og horisontal forskyvning, Figur 10. Oppredende skjærtøyninger og deformasjoner er avhengig av både størrelse av jordskjelv rystelser (PGA, varighet), og jordas dynamiske egenskaper (dynamiskskjærmodul, skjærbole hastighet, og degradering av skjærmodul ved skjærtøyning¹⁹ og endring av dempningsforhold ved skjærtøyning²⁰), se Figur 8 og 9.

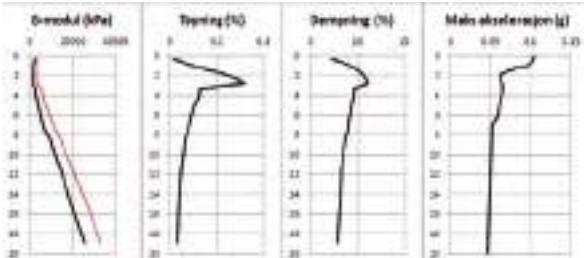
For mer informasjon om grunnresponsanalyse henvises til presenterte foredrag om jorddynamikk og grunnrespons i Norwegian Earthquake Engineering Day ved å besøket www.NJTF.no.



Figur 8, Degradering av skjærmodul vs. skjærtøyning



Figur 9, Dempningskoeffisient vs. skjærtøyning



Figur 10, eksempel av utdata fra grunn responsanalyse (NEED2012)

Det finnes flere programmer som benyttes for grunnresponsanalyse. ProShake, Strata, DeepSoil, EERA, NERA osv. for 1D analyse, og Flac, Plaxis Dynamic, Quake for 2D analyse.

De fleste av 2D-programvarene har evne til å utføre seismisk jord-konstruksjonssamvirke analyse ved å inkludere innvendig kledning av tunnelen som konstruksjonselementer utsatt for både statiske og seismiske belastninger.

¹⁸ Peak ground acceleration (PGA)

¹⁹ Shear modulus reduction curve

²⁰ Damping coefficient curve

4. Respons av tunnel til seismisk påvirkning

4.1. Tunnel med sirkulær profil

4.1.1. Forenklet metode

Den enkleste metoden for vurdering av deformasjonen i en sirkulær tunnelpprofil er presentert av Wang (1993). Diameteren endringen ΔD , i en sirkulær profil forårsaket av seismisk indukserte skjærtøyning i jord er gitt med følgende uttrykk:

1. For ikke gjennomboret²¹ grunn er maksimum diametrisk tøyning er funksjon av maksimum fri-felt skjærtøyning. - Figur 11

$$\frac{\Delta D_{non_perf}}{D} = \pm \frac{\gamma_{max}}{2}$$

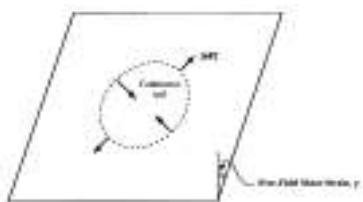
hvor D er diameter av sirkulær tunnel. Hensikten er å simulere et tilfelle hvor stivheten av innvendig kledning er lik omkringliggende jord/fjell.

2. For gjennomboret²² grunn er diametrisk tøyning også avhengig av Poissons tall (ν_m) av omkringliggende jord/fjell – Figur 12.

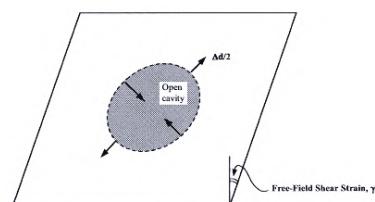
$$\frac{\Delta D_{perf}}{D} = \pm 2\gamma_{max}(1 - \nu_m)$$

Begge ovennevnte uttrykkene forutsetter at tunnelen ikke har innvendig kledning, og tunnel-grunn samvirke er dermed ignorert. Gjennomboret grunn opplever større deformasjon i tunnelprofilen enn ikke-gjennomboret grunn. Dette gir en rimelig kriteriet for innvendig kledning som har mindre stivhet enn omkringliggende grunn. Uttrykket for ikke gjennomboret deformasjon vil egne seg når stivheten av innvendig kledning er tilsvarende som omkringliggende grunn. Fri-felt deformasjonsmetoden er en enkel og effektiv dimensjoneringsverktøyet når seismisk-induserte deformasjoner i grunnen er små (dvs. lav intensitet i bevegelser, veldig stiv grunn, eller når konstruksjonen er fleksibel i forhold til omgivende grunn).

Men i mange tilfeller, spesielt i bløtjord, gir metodikken altfor konservative verdier, på grunn av store fri-felt deformasjoner i bløt jord. For slike tilfeller må effekter av jord-konstruksjon samvirke inkluderes i dimensjoneringsarbeid (Wang, 1993).



Figur 11, Fri-felt skjærdeformasjon for ikke-gjennomboret grunn uten hulrom (Wang, 1993)



Figur 12, fri-felt skjærdeformasjon for gjennomboret grunn med hulrom (Wang, 1993)

²¹ Non-perforated

²² Perforated

4.1.2. Jord-konstruksjonssamvirke – forenklet metode (Wang 1993)

Beregningssmetodikken forutsetter at grunnen er isotrop, homogen, elastisk halvrom, og innvendig kledning er definert som en elastisk ring med plantøyning betingelse. De analytiske formuleringene er utviklet for to typer grensesnitt mellom grunnen og tunnel (innvendig kledning): "full-glidning" eller "null-glidning".

I jord-konstruksjonssamvirke beregninger, skal stivheten av både jord og konstruksjon tas i betraktning i form av følgende stivhetsforholdene:

Fleksibilitetsforhold

$$F = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)R^3}{6E_l I(1 + \nu_m)}$$

Kompressibilitetsforhold

$$C = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)R}{E_l t(1 + \nu_m)(1 - 2\nu_m)}$$

hvor E_m er elastisitetsmodul for jord, E_l er elastisitetsmodul for innvendig kledning, ν_l er Poissons tall for innvendig kledning, R er radius av tunnel, t er tykkelse av innvendig kledning og I er treghetsmoment av innvendig kledning.

F og C viser faktisk strekk stivhet og bøyestivhet (motstand mot ovalforming) av grunnen i forhold til tunnelen. Wang (1993) foreslo ligningene for maksimum aksiallast, bøyemoment og forskyvninger på grunn av seismisk belastning. Formuleringene er uttrykt i form av fleksibilitet- og kompressibilitetsforhold.

Full-glidning²³ tilstand

For full-glidning tilstand som betyr null overføring av skjærspenning:

$$P_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} R \gamma_{max}$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} R^2 \gamma_{max}$$

hvor K_1 er respons koeffisient av innvendig kledning:

$$K_1 = \frac{12(1 - \nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m}$$

P_{max} er maksimum aksialkraft, M_{max} er maksimum bøyemoment.

Forholdet mellom maksimum diameter endring og diameter av tunnelprofil er gitt som:

$$\frac{\Delta D}{D} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{max}$$

²³ Full-slip

Null-glidning²⁴ tilstand

Null-glidning tilstand antar at grensesnitt mellom jord og innvendig kledning fungerer sammen, og ingen relativ skjærforflytning oppstår. Dette resulterer i det at skjærspenning oppstår i grunn-tunnel grensesnittet.

Wang (1993) foreslår at tilfelle med full-glidning er bare anses i tilfelle bløt jord og/eller høy intensitet jordskjelv. De fleste undergrunn konstruksjoner er vanligvis mellom de to grensene. Derfor begge situasjonene bør studeres og verste tilfelle benyttes for dimensjonering formål.

Når det gjelder effekten av glidning i grunn-tunnel grensesnittet, generer full-glidning tilstand høyere bøyemomenter og deformasjoner i innvendig kledningen enn null-glidning.

Som følge av dette faktum, foreslo Wang (1993) uttrykk for aksialkraft forutsatt null-glidning tilstand i grunn-tunnel grensesnitt.

Det anbefales å benytte null-glidning grensesnitt for evaluering av aksialkraft (Wang, 1993).

$$P_{max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} R \gamma_{max}$$

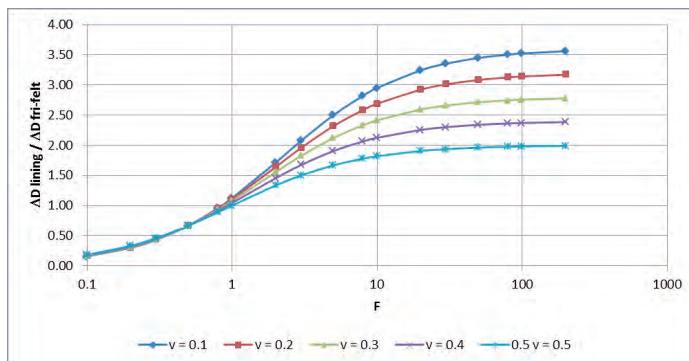
Hvor

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1 - 2\nu_m)^2 + 2}{F[(3 - 2\nu_m) + (1 - 2\nu_m)C] + C \left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2 \right] + 6 - 8\nu_m}$$

Følgende uttrykk (Wang, 1993) gir forholdet mellom diameter endring i tunnel og i fri-felt.

$$\frac{\Delta D_{lining}}{\Delta D_{fri-felt}} = \frac{\Delta D_l}{\Delta D_{ff}} = \frac{2}{3} K_1 F$$

Figur 13 viser resultater ovennevnte ligning for full-glidning tilstand, og viser også avhengigheten av deformasjon av innvendig kledning på F.



Figur 13, Normalisert tunnel deformasjon av F og Poissons tall for full-glidning tilstand (Wang, 1993).

²⁴ No-slip

Det bør nevnes at når $F < 1$ er stivheten av innvendig kledning større enn jorda. I følge resultatene ($\Delta D_{lining} / \Delta D_{freefield} < 1$) innvendig kledning deformeres mindre enn fri-felt, noe som betyr at innvendig kledning støtter spenning-feltet som resulterer høyere bøyemomenter.

Faktisk, når F er høy, $F > 20$, er jorda svært stiv sammenlignet med innvendig kledning. I slike situasjon kan effekten av samvirke ignoreres. Tvert imot, når en stiv konstruksjon er plassert i en myk jord, er fleksibilitetsforhold (F) lav, og jord-konstruksjons samvirke må tas i betraktnsing.

4.2. Rektangulær profil

4.2.1. Fri-felt “racking” metode

Mange transport tunneler i lave dybder er vanligvis formet som boks, og er oppført som cut-and-cover. Disse tunnelene visser å ha svært forskjellige seismisk respons enn sirkulære tunneler. En boks ramme overfører ikke statiske belastninger så effektivt som en sirkulær tunnel, så veggene og dekkene er noe tykkere, og derfor stivere.

Dimensjonering av cut-and-cover konstruksjoner krever nøye vurdering av jord-konstruksjon samvirke effekter på grunn av økt konstruksjonsstivhet, og større grunn deformasjoner på grunn av grunnbegravelse i lave dybder. Seismiske grunn deformasjoner tendens til å være større ved lave dybder på grunn av:

- (1) redusert stivhet i omkringliggende jord på grunn av lavere overlagringstrykk, og
- (2) forsterkning av seismiske bølger.

Boks form konstruksjoner er stive, og dermed opplever mindre deformasjoner enn fri-felt deformasjon i grunn. Derfor er det altfor konservativ å dimensjonere disse konstruksjonene basert på fri-felt deformasjon.

Det finnes ikke ferdigløsninger for rektangulære tunneler slik det er for sirkulære tunneler. Det er fordi rektangulære tunneler har forskjellige geometriske egenskaper. En forenklet og praktisk dimensjoningsprosedyre er presentert av Wang (1993) som inkluderer dynamisk jord-konstruksjonseffekter i beregningene. En rekke faktorer bidrar til jord-konstruksjonssamvirke, herunder den relative stivheten mellom jord og konstruksjon, konstruksjon geometri, input jordskjelvbevegelser, og tunnelens dybde.

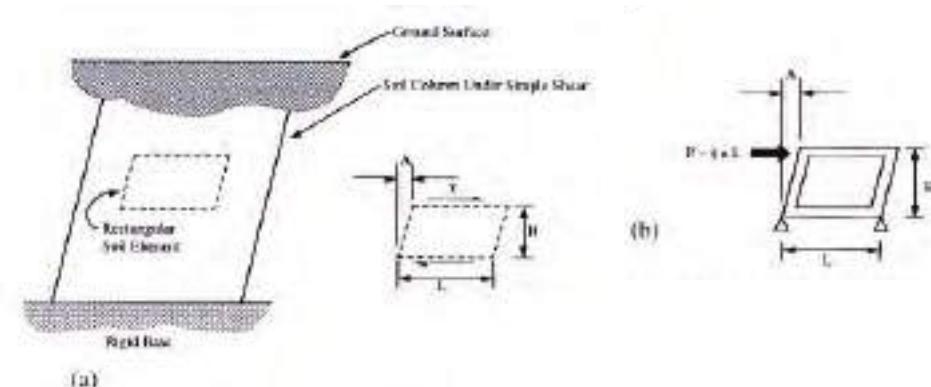
4.2.2. Wangs beregningsmetode inkludert jord-konstruksjonssamvirke

Tilsvarende med sirkulære profil, kan samvirke mellom jord-konstruksjon beskrives ved fleksibilitetsforhold (F) og “racking” forhold (R). Det tas i betraktnsing en rektangulær jord element påført enkelt skjær (Figur 14), kan skjærtøyningen, eller angulær deformasjon av jord elementet presenteres med (Wang, 1993):

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{H} = \frac{\tau}{G_m}$$

Etter omorganisere av ligningen, kan skjær eller bøyestivheten av elementet bli skrevet som forholdet mellom skjærspenning og tilsvarende angulær deformasjon:

$$\frac{\tau}{\gamma_s} = \frac{\tau}{\Delta/H} = G_m$$



Figur 14, relativ stivhet mellom jord og rektanguler ramme (etter Wang, 1993), (a) bøyedeformasjon av fri-felt i jord, (b) bøyedeformasjon av rektangulær ramme

Fleksibilitetsforholdet kan defineres som bøyestivhet av jord i forhold til tunnelkonstruksjonen:

$$F = \frac{G_m L}{S_1 H}$$

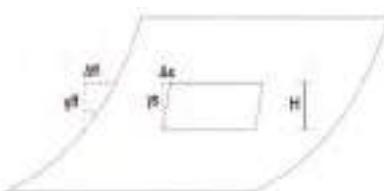
hvor L er bredde av tunnelprofil, S_1 er “racking” stivhet av konstruksjonen ($S_1=1/\Delta$), H er høyde av tunnelprofil.

Hvis $F = 1$, så stivheten av konstruksjonen og jord er det samme. Dette betyr at deformasjon i konstruksjonen og i jord (fri-felt) er det samme. Verdier av F lavere enn 1 indikerer at konstruksjonen er stivere enn jord, slik at konstruksjonen vil deformere seg mindre enn fri-felt, og dermed tar på seg mer last. Verdier større enn 1 representerer en fleksibel konstruksjon i forhold til jord, hvilket innebærer at deformasjonen vil være lik gjennomboret grunn (hulrom) uten innvendig kledning.

“Racking” forhold er den normaliserte konstruksjonsdeformasjonen med hensyn til fri-felt deformasjon i grunn:

$$R = \frac{\gamma_s}{\gamma_{ff}} = \frac{\left(\frac{\Delta_s}{H}\right)}{\left(\frac{\Delta_{ff}}{H}\right)} = \frac{\Delta_s}{\Delta_{ff}}$$

hvor γ_s er skjærtøyning i konstruksjonen, Δ_s er lateral “racking” deformasjon av konstruksjonen, γ_{ff} er fri-felt skjærtøyning og Δ_{ff} er lateral skjærdeformasjon av fri-felt, Figur 15.



Figur 15, Parametere for defensjon av racking forhold

4.2.3. Trinn for trinn arbeidsgang for dimensjonering

En forenklet ramme analyse gir vanligvis en tilstrekkelig og rimelig dimensjonering for rektangulære konstruksjoner. Følgende er en trinn-for-trinn prosedyre for en slik analyse (delvis basert på Monsees og Merritt, 1988; Wang, 1993):

1. Konstruksjonen blir dimensjonert for statisk tilstand, og initiale størrelser av konstruksjons elementer defineres.
2. Fri-felt skjærtøyning deformasjoner av grunnen ved dybden av interesse estimeres ved hjelp av vertikalt forplantning av horisontale skjærboelger (grunnresponsanalyse).
3. Den relative stivheten mellom fri-felt i grunn og konstruksjonen beregnes, dvs. fleksibilitetsforholdet.
4. “Racking” forhold, R, beregnes basert på fleksibilitetsforholdet.
5. Den faktiske “racking” deformasjonen av konstruksjonen beregnes som

$$\Delta_{konstruksjon} = R \Delta_{fri-felt}$$

6. Pålegge seismisk-indusert racking deformasjonen i en forenklet ramme analyse.
7. Legge til “racking”-induserte interne krefter til andre last tilfeller. Hvis konstruksjonen er dimensjonert for hviletrykk i jord, det behøves ingen økning i jordtrykk før eller etter et jordskjelv. Hvis konstruksjonen er dimensjonert for aktiv jordtrykk, bør både aktiv og hviletrykk tilstander benyttes for dynamisk belastning.
8. Hvis resultatene fra (7) viser at konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet, betraktes dimensjoneringen som tilfredsstillende.

Ellers fortsetter:

9. Hvis konstruksjonens bøyefasthet overskrids i (7), sjekk elementenes rotasjons duktilitet. Den resulterende deformasjonen bør holdes innenfor det elastiske området. Små uelastisk deformasjoner kan være akseptabelt avhengig prosjektets spesifikke krav til ytelse.
10. Konstruksjonen bør være dimensjoneres på nytt dersom styrke og duktilitet kravene ikke er oppfylt, og/eller de resulterende uelastisk deformasjoner overstige tillatte nivåer.
11. Endre størrelsen på konstruksjonselementer om nødvendig.

Slutt kommentarer

Det er en selv sagt at en integrert 2D eller 3D Finite element seismisk jord-konstruksjon samvirke som kan ta hensyn til ikke-linear oppførselen av jordvolum enten i form av ekvivalent elastisk metode eller ved å implementere full ikke-linear jordmodell er den mest presise og optimaliserte dimensjoneringsverktøy, og med tanke på det at slike verktøy er lett tilgjengelig, og beregningskapasitet av PCene er vokst enorm, er det ikke noe hindring for å utføre slike analyser.

Tross for det, presenterte forenklete beregningsmetodikk gir mulighet for vurdering av forventete seismisk påvirkning i tunnelkonstruksjoner tidlig i prosjekteringsfase. Det må også understrekkes at i hver forenklet beregningsmetodikk er det noen grunnleggende forutsetninger, og dersom slike beregningsmetodikk benyttes uten å ta hensyn til begrensninger for tilfeller som ikke tilfredsstiller de forutsetningene, kan resultatene være svært misvisende.

Albert Einstein pleide å si: “**Do everything simple, but not simpler**”

Referanser

- /1 Gazetas, G., Gerolymos, N., & Anastasopoulos, I. (2005). Response of three Athens metro underground structures in the 1999 Parnitha earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 25 , pp. 617–633.
- /2 Hashash, Y. M., Hook, J., Schmidt, B., & Yao, J. (2001). Seismic Design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16 , pp. 247-293.
- /3 Hashash, Y. M., Park, D., & Yao, J. (2005). Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 20 , pp. 435-441.
- /4 Kawashima, K. (2000). Seismic design of underground structures in soft ground: A review. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground* .
- /5 Kawashima, K., 1999. Seismic design of underground structures in soft ground, a review. *Proceedings of the International Symposium on Tunneling in Difficult Ground Conditions*, Japan
- /6 Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall
- /7 NEED 2012, Kurs i praktisk dimensjonering av konstruksjoner og fundamenter for seismisk påvirkning, Norsk Jordskjelvteknikk Forening (www.NJTF.no)
- /8 NS-EN1998-1:2004+NA:2008; Eurokode 8 del 1, Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, Standard Norge
- /9 NS-EN1998-2:2004+NA:2008; Eurokode 8 del 2, Prosjektering av bruer for seismisk påvirkning, Standard Norge
- /10 Okamoto, S., Tamura, C., Kato, K., Hamada, M., 1973. Behaviors of submerged tunnels during earthquakes. *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, vol. 1. Rome, Italy, pp. 544-553.
- /11 Owen, G.N., Scholl, R.E., 1981. Earthquake engineering of large underground structures. Report no. FHWA-RD-80-195. Federal Highway Administration and National Science Foundation.
- /12 Power, M.S., Rosidi, D., Kaneshiro, J., 1996. Vol. III Strawman: screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. Report Draft. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York
- /13 Pakbaz, M., & Yareevand, A. (2005). 2-D analysis of circular tunnel against earthquake loading. *Tunnelling and Underground Space Technology* 20 , pp. 411-417.
- /14 SSI 2012, PhD course on Soil-structure interaction, analysis of soil-tunnel interaction , University of Molisa, Italy
- /15 Statens vegvesen 2011, Bruprosjektering, Eurokodeutgave
- /16 Torcato D. 2010, Seismic behavior of shallow tunnels in stratified ground, Technical university of Lisbon
- /17 Wang, J.-N. (1993). *Seismic Design of Tunnels*. Parsons Brinckerhoff Monograph 7.
- /18 Wang, W. (2001). Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake. *Tunnelling and Underground Space Technology*.

**GEOFYSISK KARTLEGGING AV RISIKO FOR KULTURMINNER IFM
PROSJEKTERING AV NYE DRONNING EUFEMIAS GATE**

Geophysical mapping of risk to encounter archeological objects during design and construction of the new Dronning Eufemias road in Oslo.

Dr. Andreas A Pfaffhuber NGI

Dr. Sara Bazin, Dr. Helgard Anschütz, Dr. Matthew J Lato ved NGI

Hilde Vangstad ved Norsk Maritimt Museum

Dr. Ian Markey Sjefingeniør ved Statens vegvesen Bjørvikaprosjektet

Kristine Reiersen, Leif Håvard Lundø Vikshåland ved Oslo kommune Byantikvaren

SAMMENDRAG

Under byggingen av Dronning Eufemias gate i Bjørvika blir et tett mønster av peler slått gjennom et lag av marin leire der det er stor sannsynlighet for å finne objekter av arkeologisk interesse. For å kartlegge kulturgjenstander ble det gjennomført 2D resistivitetsmålinger sammen med pågående arkeologiske undersøkelser. Boring, utgravinger og pollen analyser ble utført for å oppnå arkeologiske data. Elleve ERT profiler ble foretatt for å undersøke forholdene under overflaten før bygging av den nye gata. Noen resistive objekter som nedgravd tømmer eller elveløie sedimenter, ble funnet basert på en ERT 3D-visualisering samt integrering med de tidligere arkeologiske undersøkelsene. Arkeologiske utgravinger veiledet av ERT resultater fant objekter på steder identifisert av ERT målingene. Områder uten ERT anomalier viste heller ingen arkeologiske funn under utgravnogene.

SUMMARY

During construction of a new road in downtown Oslo (Dronning Euremias road) a dense pattern of piles is driven through a marine clay layer that potentially contains buried objects of archeological interest as parts of the road coincide with the former harbor of medieval Oslo. To map these artifacts before piling, an Electrical Resistivity Tomography (ERT) survey was conducted in conjunction with on-going archaeological investigations. Drillings, excavations and pollen analysis are being carried out at the site to gain archaeological data. Eleven ERT profiles were acquired to investigate subsurface conditions before construction of the new road.. Based on 3D visualization and integration with archaeological investigations, some resistive bodies localized by the ERT are identified as buried timbers or riverbed sediments. Archeological excavations guided by ERT results found objects at locations that were indicated by the ERT measurements. Areas with no ERT anomaly correspondingly showed no finds in the excavations.



Figur 1: Undersøkelses området i Bjørvika (Oslo)

INLEDNING

Geofysiske metoder er ofte brukt i arkeologiske prosjekter for å få en grov oversikt over grunnforhold og for å veilede gravinger og borer. Som oftest blir georadar valgt på grunn av sin høye opplysning og derfor mulighet for å finne relativt små objekter. Norge har mange områder med marine avsetninger og der er georadar lite egnet fordi leire generelt har svært lav resistivitet som demper radarbølgene.



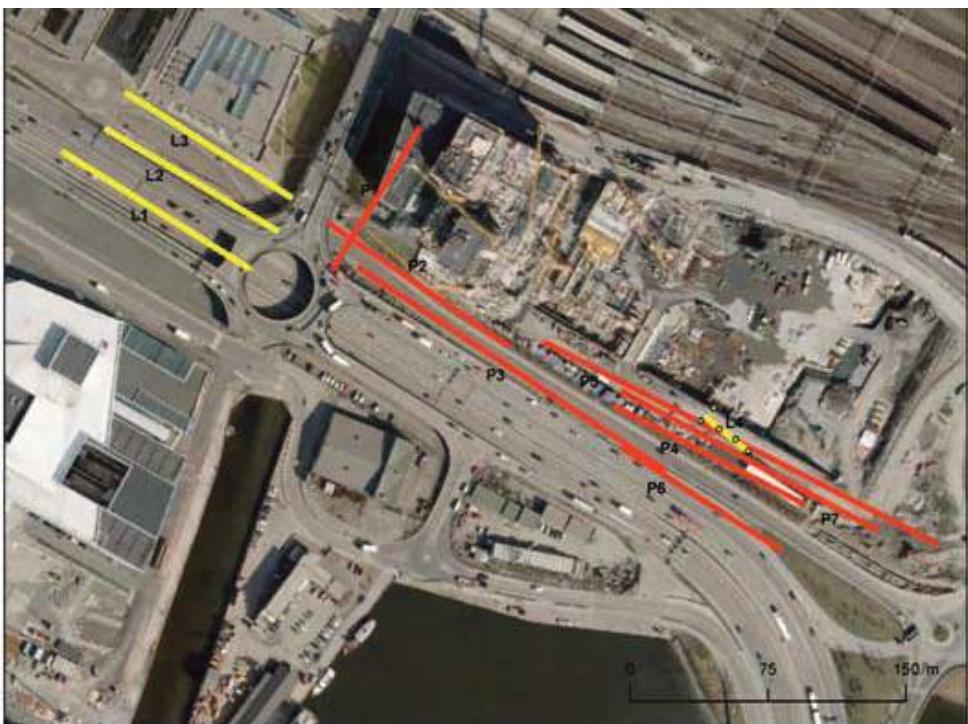
Figur 2: Lengdeprofil av nye Dronning Eufemias gate.

2D resistivitetsmålinger, eller Electrical Resistivity Tomography, ERT, kan brukes under de fleste geologiske forhold, inklusiv leire med lav motstand. ERT målinger gir et ”bilde” av

grunnen som viser fordeling av elektrisk motsand i dybden. Med denne metoden er det mulig å kartlegge grunnen med hensyn til mulige formminner, hindringer i bakken, kvikkleire og fjellkoter.

Prosjektering av Dronning Eufemias gate

Vegutbyggingen i Bjørvika er delt i 2 etapper. Etappe 1 omfattet det nye tunnelsystemet for E18 mellom Festningstunnelen og Ekebergtunnelen. Dette ble påbegynt i 2005, og det nye tunnelsystemet med navnet, Operatunnelen, ble åpnet i 2010. Etappe 1 omfattet også Østre Tangent, som er den nye bruforbindelsen over sporområdet mellom Bjørvika og Schweigaardsgate. Etappe 2 omfatter de nye riksveggatene i Bjørvika, dvs. Kong Håkon 5.s gate, Dronning Eufemias gate og deler av Langkaigata. Prosjektet inkluderer også riving av Bispelokket (trafikkmaskin) og tilhørende ramper, samt riving av deler av underliggende betongtunnel.

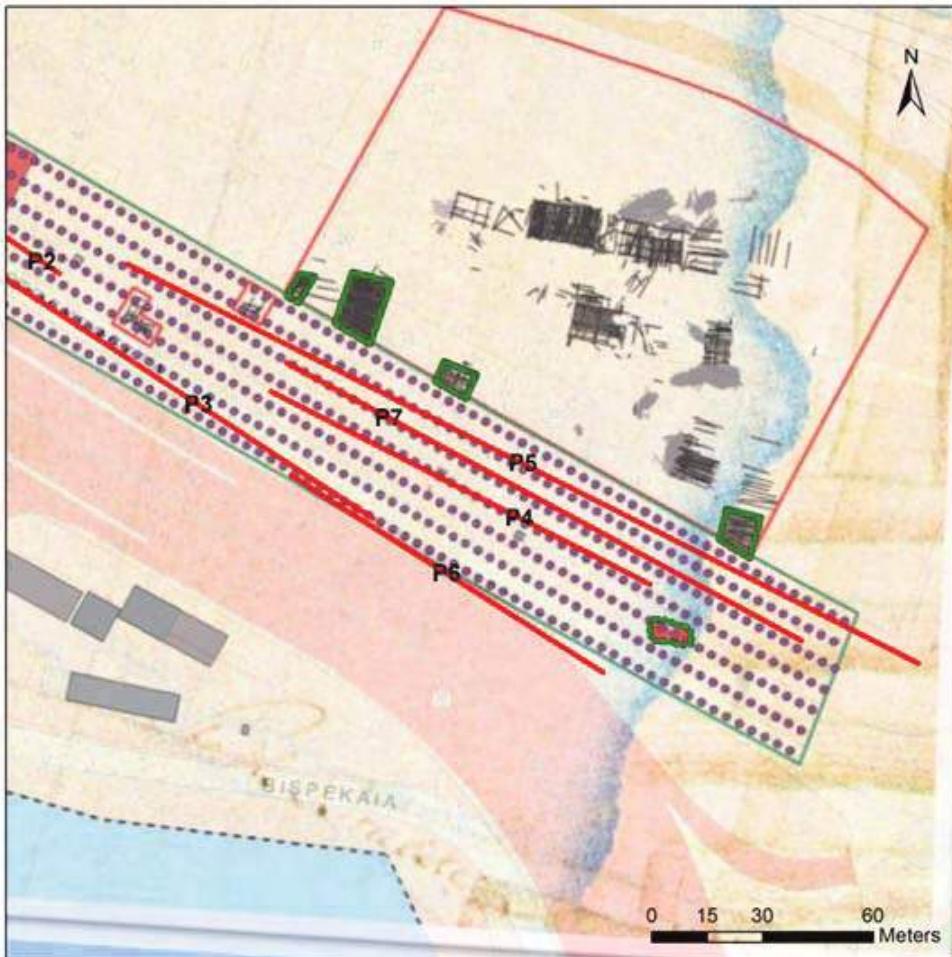


Figur 3: Oversikt over ERT målinger i rød (Første periode 2011/12) og gul (andre periode 2012). Flyfoto fra 2009.

Dronning Eufemias gate blir den nye hovedgaten gjennom Bjørvika og vil binde sammen Bispegata i Gamlebyen med Prinsens gate i Kvadraturen. Gaten er ca. 750 m lang og 43 m bred og inneholder trikketasé, ett kjørefelt, kollektivfelt og sykkelfelt i hver retning samt to brede fortau. I tillegg er det 4 grøntrabatter med trær og busker. På grunn av setningsproblematikk i området, skal gaten i sin helhet fundamenteres på en betongplate som igjen fundamenteres på peler til berg. 800 betong- og stålkjernepeler med en samlet lengde på 42 kilometer slås/bores ned gjennom grunnen til berget. Utførelsen av disse arbeidene krever at det gjennomføres arkeologiske forundersøkelser langs hele gaten.

ARKEOLOGISK BAKGRUNN

Dronning Eufemias gate (DEG) går tvers over den innerste delen av Bjørvika på det som opprinnelig var sjøbunn utfyldt i løpet av 1800-tallet. Det faktum at deler av området nokså tidlig ble utfyldt gjør at det har et særlig høyt potensiale for funn av maritime kulturminner som skip, last og ballast da sjøbunnslagene aldri er blitt gjenstand for storskala systematisk mudring slik de sentrale havneområdene ellers regelmessig er blitt.



Figur 4: Sammenstilling av ERT profiler (røde linjer P2 til P7), arkeologiske funn i Barcode området (NØ av ERT profiler og delvis markert i grøn) og Dronning Eufemias gate pelemönster.

Da registreringen av DEG skulle starte var det allerede gjort funn av båter, bryggearbeid og maritime kulturlag både umiddelbart nord og sør for gateløpet. Og særlig i de østligste delene øst for Akerselva ble potensialet for arkeologiske funn vurdert å være helt spesielt høyt. Her er det gjort funn av til sammen 18 båter datert til 1500- og 1600-tallet, i tillegg til bryggearbeid både fra 1400 tallet og ca 1600 i umiddelbar nærhet til DEG. Men, de arkeologiske funnene ligger dypt i store deler av området (gjerne 6-7 meter under overflaten)