

2013

FJELLSPRENGNINGSDAGEN

Oslo, 21. november 2013

BERGMEKANIKKDAGEN

Oslo, 22. november 2013

GEOTEKNIKKDAGEN

Oslo, 22. november 2013



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 21. november 2013

BERGMEKANIKK

Oslo, 22. november 2013

GEOTEKNIKK

Oslo, 22. november 2013

Hovedarrangør:

NORSK JORD- OG FJELLTEKNISK FORBUND

Redaksjon:

Erik Frogner, Kristian Aunaas, Kristin Hilde Holmøy, Siri Engen

C Forfatterne, 2013

ISBN: 978-82-8208-037-8

Fjellsprenningsdagen

21. november 2013

Arrangør: *Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk*

Bergmekanikkdagen

22. november 2013

Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen

22. november 2013

Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprenningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 21. – 22. november 2013.

Årets arrangement er det 51. i rekken og emnene er i likhet med tidligere års valg, hentet fra en rekke områder som faller inn under interesseområdet til Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk (NFF), Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG) og Norsk Geoteknisk Forening (NGF).

Programmet for årets arrangement er fastlagt og godkjent av foreningenes styrer.

Hovedarrangøren, Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, vil takke alle medvirkende forfattere for den innsatsen som er nedlagt i utarbeidelsen av forelesningene og referater. Den enkelte forfatter er ansvarlig for foredragets innhold, ortografi og billedmateriale.

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

TORSDAG 21. NOVEMBER

FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2013

Møteleder: *Hanna Rachel Broch, Sweco Norge AS*

- 0900 (1) Åpning – velkommen**
Heidi Berg, Vianova Systems AS, Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
- 0920 (2) Framtidsvyer / framtidsutsikter for vår bransje / ITA**
Søren Degn Eskesen, president i ITA
- 0940 (3) Experiences from the TBM drive through the Hallandsåsen in Sweden**
Thomas Schubert, Skanska Vinci HB
- 1000 (4) DMFs samfunnsrolle og ny mineralstrategi**
Randi Skirstad Grini, Dir. for mineralforvaltning
- 1020 Pause**
- 1040 (5) Design og tekniske valg for TBM – Øvre og Nedre Røssåga**
Frode M. Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner As (LNS)
- 1100 (6) FAST-Tunn; et forskningsprosjekt for øket effektivitet på TBM-kuttere med 25%**
Solveig Vassenden, stipendiat NTNU
- 1120 (7) Utfordringer i dagen – løsninger i grunnen**
Morten Klokkersveen, Jernbaneverket Utbygging
- 1140 (8) Christian Thams – en fargerik gründer av Orkla Grube-Aktiebolag**
Arve Slørdahl, Chr. Salvesen & Chr. Thams's Aktieselskab
- 1200 LUNSJ**

Møteleder: *Erik Frogner, Norconsult AS*

- 1300 (9) Nytt fra NFF**
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging
- 1315 (10) Sprengningsarbeidene ved utvidelsen av Flesland Flyplass**
Vegard Olsen, Orica / Oddbjørn Garmannslund, Vassbakk og Stol
- 1335 (11) Stad skipstunnel – faglige og forretningsmessige vurderinger Status og videre arbeid**
Jarle Strand, Kystverket

- 1355 (12) **Ny i Norge – erfaringer etter 1 år som utenlandsforetak i Norge, med eksempler fra pågående prosjekter**
Randi Hermann, Bilfinger Construction Norge
- 1415 **Pause**
- 1435 (13) **Jernbanetunnel Holm-Nykirke – “Rørparaplymetoden”**
Overraskende parti med lite overdekning
Linda Nesje Drageset, Jernbaneverket Utbygging
- 1455 (14) **Vettakollen høydebasseng – bygging av tunneler og bergrom for vannforsyning**
Kjetil Vikane, AF Anlegg
- 1515 (15) **Skiverasbrytning ved Rana Gruber**
Valg av driftsform og erfaring etter 1000 produksjonssalver
Anders Bergvik, Rana Gruber AS
- 1535 **Pause**
- 1555 (16) **Sprengning Ørskog Fardal**
Kjell Erik Bakken, Contexo AS
- 1610 (17) **Utfordringer i anleggsbransjen**
Pål Erdal, Arbeidstilsynet Vestlandet
- 1630 (18) **Nye Ulriken tunnel – konvensjonell drift eller TBM?**
Hans Egil Larsen, Jernbaneverket Utbygging
- 1650 **Slutt**
- 1945 **Fellesmiddag**

FREDAG 22. NOVEMBER

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2013

Møteleder: *Kristian Aunaas, Statens vegvesen, Vegdirektoratet*

- 0900 (19) Utvikling innenfor testing av svelleegenskaper – testapparaturer og metodikk - svelleleirer og bergarter**
Filip Dahl, SINTEF Byggforsk
- 0920 (20) NIFS FoU programmet, med fokus på resultater hittil og forventninger for prosjektperioden 2012-2015**
Bjørn Kristoffer Dolva, Statens vegvesen Region Sør
- 0940 (21) TBM prognoses for open-gripper and double-shield machines: challenges and solutions for weakness zones and water**
Nick Barton, Nick Barton & Associates
- 1000 (22) Stabilitet og deformasjoner av Zelazny Most dam. En av verdens største deponi for koppergruveanfall.**
Lars Andresen, NGI
- 1020 Pause**

SESJON BERGMEKANIKK

Møteleder: *Kristin Hilde Holmøy, SINTEF Byggforsk (leder i NBG)*

- 1100 (23) Lederens 10 minutter**
Kristin Hilde Holmøy, SINTEF Byggforsk
- 1110 (24) New B.Sc. education in mining engineering in North Norway**
Mahdi Shabanimashcool, Store Norske Spitsbergen Grubekompani / HiN (Høgskolen i Narvik)
- 1120 (25) Skråningsstabilitetsforholdene på Tellnes Dagbrudd, en casestudie og fremtidige utfordringer**
Kostas Botsialas, Titania AS
- 1140 (26) Korrelasjon mellom Q-verdier fra kjerneprøver og seismiske hastigheter for E39 Rogfast**
Hans Christian Gjelsnes, Norconsult AS
- 1200 Lunsj**
- 1300 (27) Resistivitet for kartlegging av svakhetssoner i fjell i marine miljø. Muligheter og begrensninger**
Jan Steinar Rønning, NGU

- 1320 (28) **Kuttbarhetsanalyse av heng og ligg i Lunckefjell-gruven**
Tomas Warnqvist, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS
- 1340 (29) **Analyse av sammenhenger mellom MWD-data og bergmekaniske parametre - presentasjon av masteroppgave**
Marianne Kanestrøm Rødseth, Norconsult AS
- 1400 **Pause**
- 1430 (30) **Norsk Reiselivs Museum et referanseprosjekt for utfordringer ved bygging i berg**
Erik Endre, NGI
- 1450 (31) **Tunnel design for Andina 244 mining Project, Chile**
Øyvind Engelstad, Norconsult AS
- 1510 (32) **ONR 24810 – The comprehensive Austrian guideline for rockfall protection fences**
Gernot Stelzer, Trumer Schutzbauten GmbH
- 1530 **Slutt**

SESJON GEOTEKNIKK

Møteleder: Kristian Aunaas, Statens vegvesen, Vegdirektoratet

- 1100 (33) **Lederens 10 minutter**
Kristian Aunaas, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
- 1110 (34) **En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder**
Vikas Thakur, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
- 1130 (35) **Airborne Electromagnetic Measurements for ny E16 Kløfta - Kongsvinger**
En ny effektiv metode for kartlegging av dybder til fjell og kvikkleire
Andreas A Pfaffhuber, NGI
- 1150 **LUNSJ**
- 1250 (36) **Flomskred – oppførsel av skredmasser og effekt av sikringstiltak**
Arnstein Watn, SINTEF Byggforsk
- 1310 (37) **TeMaSi – Innovativ løsning for bygging av bratte skråninger med geosynteter og lettklinker**
Jomar Finseth, SINTEF Byggforsk
- 1330 **Pause**

- 1350 (38) **Oslo Lufthavn Gardermoen**
Utvidelse av terminal – geotekniske erfaringer
Anders Aamodt, Norconsult AS
- 1410 (39) **Pelearbeider – Tresfjordbrua**
Andreas Andenæs, Multiconsult AS
- 1430 **Pause**
- 1450 (40) **BegrensSkade – begrenssing av skader som følge av grunnarbeider**
Anders Østbye Eknes, Norconsult AS
- 1510 (41) **Bruk av instrumenterte stivere, Barcode 13, Bjørvika**
Etablering av byggegrop mot pelefundamentert brukonstruksjon
Arne Tveit Eigeland, Multiconsult AS
- 1530 (42) **Vurdering av setninger og forskyvninger forårsaket av byggevirkosmhet**
rundt Oslo S og Bjørvika – er byen på vei til havs?
Kjell Karlsrud, NGI
- 1550 **Slutt**

DEL I

FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2013

- (1) **Åpning – velkommen**
Heidi Berg, Vianova Systems AS, Formann i Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
- (2) **Framtidsvyer / framtidsutsikter for vår bransje / ITA**
Søren Degn Eskesen, president i ITA
- (3) **Experiences from the TBM drive through the Hallandsåsen in Sweden**
Thomas Schubert, Skanska Vinci HB
- (4) **DMFs samfunnsrolle og ny mineralstrategi**
Randi Skirstad Grini, Dir. for mineralforvaltning
- (5) **Design og tekniske valg for TBM – Øvre og Nedre Røssåga**
Frode M. Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner As (LNS), S. Log, The Robbins Company
- (6) **FAST-Tunn; et forskningsprosjekt for øket effektivitet på TBM-kuttere med 25%**
Solveig Vassenden, stipendiat IGB, NTNU, E. Grøv, SINTEF/NTNU
- (7) **Utfordringer i dagen – løsninger i grunnen**
Morten Klokkersveen, N. Rongved, Jernbaneverket Utbygging
- (8) **Christian Thams – en fargerik gründer av Orkla Grube-Aktiebolag**
Arve Slørdahl, Chr. Salvesen & Chr. Thams's Aktieselskab
- (9) **Nytt fra NFF**
Anne Kathrine Kalager, Jernbaneverket Utbygging
- (10) **Sprengningsarbeidene ved utvidelsen av Flesland Flyplass**
Vegard Olsen, Orica Norway AS, O. Garmanslund, Vassbakk og Støl
- (11) **Stad skipstunnel – faglige og forretningsmessige vurderinger
Status og videre arbeid**
Jarle Strand, Kystverket
- (12) **Ny i Norge – erfaringer etter 1 år som utenlandsforetak i Norge, med eksempler fra pågående prosjekter**
Randi Hermann, Audun Aaland, Bilfinger Construction Norge
- (13) **Jernbanetunnel Holm-Nykirke – “Rørparaplymetoden”
Overraskende parti med lite overdekning**
Linda Nesje Drageset, Jernbaneverket Utbygging
- (14) **Vettakollen høydebasseng – bygging av tunneler og bergrom
for vannforsyning**
K. Haraldseth, Sweco, Kjetil Vikane, AF Anlegg

- (15) **Skiverasbrytning ved Rana Gruber**
Valg av driftsform og erfaring etter 1000 produksjonssalver
Anders Bergvik, Rana Gruber AS
- (16) **Sprengning Ørskog Fardal**
Kjell Erik Bakken, Contexo AS, E. Rolstad, Erling Rolstad AS, K. Brusletto, R. Brusletto, Contexo AS
- (17) **Utfordringer i anleggsbransjen**
Pål Erdal, Arbeidstilsynet Vestlandet
- (18) **Nye Ulriken tunnel – konvensjonell drift eller TBM?**
Hans Egil Larsen, Jernbaneverket Utbygging

DEL II FELLESESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2013

- (19) **Utvikling innenfor testing av svelleegenskaper – testapparaturer og metodikk - svelleirer og bergarter**
Filip Dahl, S. Hagen, K. H. Holmøy, SINTEF Byggforsk
- (20) **NIFS FoU programmet, med fokus på resultater hittil og forventninger for prosjektperioden 2012-2015**
G. Petkovic, H. Dahle, V. Thakur, B. K. Dolva, Statens vegvesen, K. Øvrelid, E. K. Øydvin, M. Viklund, Jernbaneverket, S. Myrabø, Norges vassdrag- og energidirektorat
- (21) **TBM prognoses for open-gripper and double-shield machines: challenges and solutions for weakness zones and water**
Nick Barton, Nick Barton & Associates
- (22) **Stabilitet og deformasjoner av Zelazny Most dam. En av verdens største deponi for koppergruveanfall.**
Kristoffer Skau, L.Andresen, H. P. Jostad, P. Fornes, A. Page, NGI, G. Grimstad, NTNU

BERGMEKANIKKDAGEN

- (23) **Lederens 10 minutter**
Kristin Hilde Holmøy, SINTEF Byggforsk
- (24) **New B.Sc. education in mining engineering in North Norway**
Mahdi Shabanimashcool, Store Norske Spitsbergen Grubekompani / HiN (Høgskolen i Narvik)
- (25) **Skråningsstabilitetsforholdene på Tellnes Dagbrudd, en casestudie og fremtidige utfordringer**
Kostas Botsialas, A. Maas, Titania AS

- (26) **Korrelasjon mellom Q-verdier fra kjerneprøver og seismiske hastigheter for E39 Rogfast**
Hans Christian Gjelsnes, Norconsult AS, J.M. Eidesen, NCC Construction AS
- (27) **Resistivitet for kartlegging av svakhetssoner i fjell i marine miljø. Muligheter og begrensninger**
Jan S. Rønning, NGU/NTNU, G. Tassis, NGU, Panagiotis Tsourlos, AUTH, E. Dalsegg, NGU
- (28) **Kuttbarhetsanalyse av heng og ligg i Lunckefjell-gruven**
Tomas Warnqvist, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS, M. Shabanimashcool, Store Norske Spitsbergen Grubekompani / HiN (Høgskolen i Narvik)
- (29) **Analyse av sammenhenger mellom MWD-data og bergmekaniske parametre - presentasjon av masteroppgave**
Marianne Kanestrøm Rødseth, Norconsult AS, A. H. Høien, Vegdirektoratet
- (30) **Norsk Reiselivs Museum et referanseprosjekt for utfordringer ved bygging i berg**
Erik Endre, NGI
- (31) **Tunnel design for Andina 244 mining Project, Chile**
Øyvind Engelstad, Norconsult AS, M. Egana, Norconsult Andina SA
- (32) **ONR 24810 – The comprehensive Austrian guideline for rockfall protection fences**
Gernot Stelzer, Trumer Schutzbauten GmbH, A. Bichler, Trumer Schutzbauten Canada Ltd

GEOTEKNIKKDAGEN

- (33) **Lederens 10 minutter**
Kristian Aunaas, Statens vegvesen, Vegdirektoratet
- (34) **En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder**
V. Thakur, F. Oset, K. Aunaas, B.K. Dolva, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, M. Viklund, M-B. Sæter, Jernbaneverket, E. Lyche, E.E.D. Haugen, O.A. Jensen, I. Havnen, S-A. Strand, Norges vassdrag- og energidirektorat
- (35) **Airborne Electromagnetic Measurements for ny E16 Kløfta - Kongsvinger**
En ny effektiv metode for kartlegging av dybder til fjell og kvikkleire
A. A. Pfaffhuber, H. Anschütz, S. Herman, T.F. Smaavik, K. Kåsin, NGI, E. Auken, J.B. Pedersen, C. Schamper, Aarhus Univ., A. Sagbakken, Statens Vegvesen, F.F. Bjørvik, Cowi, F. Effersø, SkyTEM ApS, C. Christensen, NGI/Queen's Univ Canada

- (36) **Flomskred – oppførsel av skredmasser og effekt av sikringstiltak**
A. Watn, SINTEF Byggforsk, L.F. Christensen, Multiconsult, H.Norem, NTNU/Statens vegvesen, A. Emdal, NTNU
- (37) **TeMaSi – Innovativ løsning for bygging av bratte skråninger med geosynteter og lettklinker**
J. Finseth, A. Watn, SINTEF Byggforsk, Ph. Delmas, CNAM, J. Górniak, MDB Texinov, Frankrike, T.A. Pettersen, Saint-Gobain-Weber
- (38) **Oslo Lufthavn Gardermoen**
Utvidelse av terminal – geotekniske erfaringer
Anders Aamodt, Norconsult AS
- (39) **Pelearbeider – Tresfjordbrua**
Andreas Andenæs, A.S. Simonsen, Multiconsult AS
- (40) **BegrensSkade – begrenssing av skader som følge av grunnarbeider**
Anders Østbye Eknes, A. Engen, Norconsult AS, J. Langford, A.K. Lund, NGI
- (41) **Bruk av instrumenterte stivere, Barcode 13, Bjørvika**
Etablering av byggegrop mot pelefundamentert brukonstruksjon
Arne Tveit Eigeland, A. Berger, Multiconsult AS
- (42) **Vurdering av setninger og forskyvninger forårsaket av byggevirkksomhet rundt Oslo S og Bjørvika – er byen på vei til havs?**
Kjell Karlsrud, C. Hauser, B.H. Woldeseilassie, F. Myrvoll, NGI

Heidi Berg, Vianova Systems AS
Formann i Norsk Forening for Fjellsprenghingsteknikk

ÅPNING - VELKOMMEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Søren Degn Eskesen
President i International Tunnelling Association (ITA) / Cowi Danmark

FRAMTIDSVYER / FRAMTIDSUTSIKTER FOR VÅR BRANSJE / ITA

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

EXPERIENCES FROM THE TBM DRIVE THROUGH THE HALLANDSÅSEN IN SWEDEN

Dip.-Ing. (TU) Thomas Schubert, Production Manager TBM, SKANSKA – VINCI HB

SUMMARY

The Hallandsås tunnels are part of a large transportation program, started by the Swedish government in the late 80s, aiming to expand and re-build the west coast railway line between Gothenburg and Malmö. In 2004, the project started for the third time with a design and built contract awarded to Skanska-Vinci HB. The project presents a high risk profile due to its history; including two previous failures and a public debate on the legitimacy of the project, it's very complex geological and hydro-geological situation and the high environmental demands set by the Swedish Environmental Court, including comprehensive chemical evaluation of all chemicals used within the project and tight restrictions on water ingress.

INTRODUCTION

TBM “Åsa” finalized the west drive of the Hallandsås twin tube railway tunnel on the 4th September 2013 with the final breakthrough into the receiving chamber. That happened almost exactly three years after the TBM entered the receiving chamber of the east tunnel on the 25th of August 2010, nine years after “Åsa” was launched for the first time and 21 years after the first meter of tunnel was excavated.



Photo 1 25th of August 2010 - Breakthrough of the East tunnel

The total length per tunnel is 8.7 km, and out of this 5.5 km per tunnel was driven by TBM. The first contractor started in 1992 using the open hard rock gripper TBM “Hallbor”. It was planned to finalize both drives four years later. The method chosen was in the heterogeneous highly fractured and abrasive ground with large water bearing zones not successful and so the excavation stopped after completion of only 18 m of tunnel in 1993.



Photo 2 Launch of the first TBM “Hallbor” in 1992

In 1996 the 2nd contractor changed to the drill and blast method. They faced major problems in handling and management of the water. The project was stopped for environmental reasons in October 1997.



Figure 1 The Hallandsås Project has become a symbol, including both failure and success, for ground water impact and control as well as environmental demands and considerations within tunneling; Sturk et al. (2013)

In 2001 The Swedish Parliament decided to go ahead with the tunnel project. Skanska – Vinci HB was awarded as third and finally successful contractor a design and build contract in 2001/02 with a value of over almost 780 M€ (basis 2011). The joint venture that consists of

the Swedish company Skanska Sverige AB (60%) and the French company Vinci Construction Grands Projets (40%) started with the excavation in 2005 using a dual mode hard rock Mix-shield TBM. The client is the Swedish Transport Administration Trafikverket. The railway project is part of the rebuild of the West Coast Link from Gothenburg to Lund and forms part of the European railway corridor Hamburg – Copenhagen – Malmö - Lund – Gothenburg – Oslo. The existing single track railway link through Hallandsås shall be replaced by double track and by doing so increase the capacity from four trains per hour to 24 and to double the potential freight weight. Trafikverket quantifies the total cost for this project at SEK 10.5 billion (in 2008 monetary value). The first train shall pass the tunnel in 2015.

The main contract comprised originally of the following works:

- Excavation with a dual mode rock TBM of the 2 x 5.5 km of tunnels left with erection of a watertight segmental lining,
- Pretreatment of the Mölleback zone before excavation (freezing and pre-grouting),
- Excavation and concrete lining of 18 cross passages.

In 2012 a part of the contractual scope related to preparation works for installation of rail equipment in the tunnels and cross passages has been modified by Trafikverket and were transferred together with an scope extension into an open-book contract.

GEOLOGY

For the understanding of the challenges faced during the construction of the tunnel through Hallandsåsen it is necessary to know more about the geology, resulting in geological hazards and their consequences for the TBM drive.

The tunnel is located between Förslöv and Båstad in the northwest part of the Swedish county Skåne close to the border to Halland.

Sturk et al. (2011) describe the geology and engineering geological hazards. The Hallandsås Ridge is situated within the southern part of the Fennoscandian Shield, within a major regional tectonic zone called the Tornquist Zone. The zone is dominated by a NW-SE-trending fracture and fault system. It was formed during the Cambro-Silurian period and has since been activated on repeated occasions. The largest and latest movements took place around 70 Million years ago. The large vertical movements have giving rise to several horsts in the region, including the Hallandsås Ridge.

Three major weakness zones, several hundreds of meters wide, are found along the tunnel route, which is sub perpendicular to the tectonic zone. The uplifting movements caused severe fracturing and crushing along each side of the horst, today seen as Northern and Southern Marginal Zones. These zones also contain tectonic blocks subjected to strong in situ weathering. Inside the horst another major zone, the 300 m wide Mölleback Zone (MBZ) is encountered. This zone is tectonically complex and exhibits a highly weathered part, with silty clayey material, and a highly fractured part with less weathering but with a lot of water under high pressure.

However, also the central position of the horst has become more or less heavily fractured and divided into blocks surrounded by zones of weakness. The main part of the rock mass within the horst is strongly affected by the pronounced jointing and faulting, implying very complex

and heterogeneous conditions. Due to the intensive fracturing the horst is completely water saturated and the ground water pressure at the tunnel level reaches 15 bars.

From Triassic to Cretaceous, the Fennoscandian Shield was situated at low latitudes which resulted in large scale deep weathering of the crust. In the tectonically disturbed ground of the Tornquist Zone, the weathering reached far down. In general, the weathered rock had later been eroded from the surface. However, due to the block tectonic in Hallandsås, weathered rock has been preserved in lowered tectonic blocks and in fracture zones. This strongly enhances the heterogeneity of the rock mass properties encountered during tunneling. The Möllebäck Zone is an example where the deep weathering has been preserved at tunnel level due to tectonic movements.

The rock mass is predominantly composed of Precambrian gneisses with intercalated sheets and dikes of amphibolites.

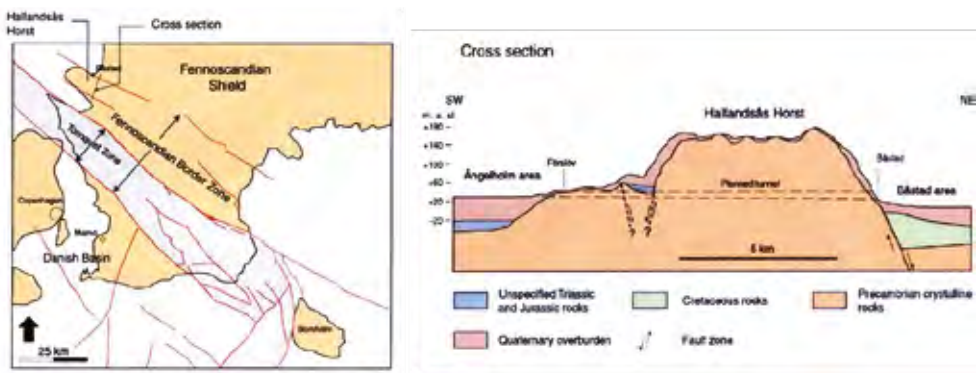


Figure 2 Location map Northwestern Europe and cross section through Hallandsåsen showing structural elements and geology within the area – modified from Ehlström (2009)

ENGINEERING GEOLOGICAL HAZARDS

Water

The main issue during the previous contracts was to control the ingress of water to the tunnel and thereby reducing the impact on ground water levels in the different aquifers in the area. The ground water conditions at Hallandsås must be considered as unique in several aspects. Firstly, the hydro-geological characteristics of the rock mass, with high hydraulic conductivities (up to at least $k=10^{-4}$), very high storage capacities and high ground water pressures. Secondly, the sensitive environment at the surface with several protected areas, such as wetlands, bogs and other bio-ecological habitats. Some of them are classified as “Natura 2000”.



Photo 3 Major water inflow to the TBM excavation chamber



Photo 4 Highly weathered gneiss caused flowing ground over and behind the shield that blocks the cutterhead

As described earlier the rock conditions are very complex and this also applies to the system of fractures that creates the three dimensional flow channels/network in the rock mass. A significant and partly unique feature is the combination of open and large structures, feeding water over long distances, and a network of very fine fractures/cracks with small widths, although still capable of distributing large amounts of ground water. The high fracture frequency and large portion of joint coatings are probably reasons why it is very difficult to penetrate the rock mass with cement grouts and thereby establish a sufficiently tight annulus around the tunnel opening. These geological conditions necessitate the use of systematic pre-grouting of large quantities of grout with extremely good penetration properties.

Blocks/wedges

Block instability and occurrence of loose wedges is always an issue in hard rock tunneling. Normally such problems are mitigated by means of rock bolting or bolting in combination with shotcrete. At Hallandsås the lining has been designed to carry a significant block load and block instability is therefore not really a problem as long as it happens behind the cutter head, i.e. over the shield or lining. Block instability in the roof at the position of the cutter head may however cause problems with blockage and excessive wear.

That results in over-breaks at the tunnel face during excavation. Either the periphery of the tunnel face was perfect or exhibiting only occasional minor over-break, while significant face overbreaks, between 0.5 m and up to nearly 10 m, occurred in the face or even the periphery of the tunnel face, which had at one side major over-breaks. Such situations were encountered very often over longer distances. Also Block instability comprised of both small blocks (dm^3) and very large blocks (m^3). The problem was augmented in amphibolites but also occurred in the gneiss.

The block instability and the significant face over-break have necessitated the TBM to operate in a predominantly crushing rather than in a cutting mode.

The distribution of the cutter load at the face varies quite a lot in such situations and creates additional stresses to the cutterhead. This results in damages to disc cutters, cutter boxes, their fixings and the cutterhead wear protection. Damages were also observed to grizzly bars in front of the material inlet openings, on welding joints and steel structure of the cutterhead. Furthermore blocks can grind the rock in the invert and in the turn direction of the cutterhead. That might result in overcutting with problems for the steering of the TBM as consequence.

Over-breaks at the periphery create difficulties for the steering of the TBM and the proper stabilization of the tunnel lining by backfilling primary with pea gravel and secondary with mortar and grout.

Raveling/Running Ground

At Hallandsås, the raveling behavior and running ground are associated with the weathered rock mass. Especially, such behavior has been observed in the two marginal zones and the MBZ. During conventional tunneling, in earlier contracts but also the present contract, raveling ground and running ground have been experienced and also led to severe collapses.

The typical behavior of raveling ground is that the strength of the weathered rock mass deteriorates rapidly with time which leads to loosening and gradual over-break, eventually leading to instability of larger areas in tunnel roof and/or walls. The raveling behavior occurs both in gneiss and amphibolites and is more related to the degree of weathering than other geological parameters. The stand up time in raveling ground may vary from less than an hour up to days, mainly depending on the degree of weathering. The best way to control the raveling behavior is to shotcrete the exposed surfaces as soon as possible in order to seal them off. This cannot be done in the TBM cutter head chamber and hence the TBM is more sensitive to this hazard than conventional tunneling. Some examples exist when the only available mitigation is to continue TBM excavation through zones of weathered ground and put the problem behind the cutter head chamber. However, this will require a stand up time exceeding a few hours.

Flowing Ground

Flowing ground is the ultimate tunneling hazard. For Hallandsås in general and MBZ in particular the combination of highly weathered material adjacent to highly permeable water bearing rock raised the concern related to the possibility of a flowing ground scenario and severe stability problem during TBM tunneling. The risk of flowing ground is the main motivation for employing the ground freezing scheme in the MBZ. Flowing ground was regarded as being significantly less likely than the other hazards described but could not be ruled out.

ROCK AND DRIVING CLASSES

The rock classes are defined for each ring as a combination of the weathering of the rock and the size of blocks (distance of the rock joint on the face). The rock classes go from 1 (massive rock) to 10 (sandy/silty rock). The classification of weathering goes from W1 (fresh rock) to W5 (> 50% decomposed or disintegrated to soil) and block size classification goes from 1 (> 60 cm) to 10 (0-5 cm). About 2/3 of the excavations are classified to be in rock classes 2 or 3.



Figure 3 TBM faces showing Gneiss, Amphibolites and Dolerite

Further three TBM driving classes have been defined to determine the operation parameters cutterhead rotation speed, disc cutter load and penetration rates. The classification was done on the basis of a review of the advance rates achieved and damages to the cutterhead observed considering the conditions in gneiss, amphibolites and dolerite. In practice TBM driving classes were established after review of probe drilling results by the geologists and forwarded to the TBM operator as orientation.

ENVIRONMENTAL RESTRICTIONS

Strict environmental demands were set by the Swedish Environmental Court and Trafikverket as consequence of the unsuccessful attempts during the past. The Environmental Court Ruling, verdict of 14th February 2003 followed by verdict of 14th July 2011, gives the following conditions for the project during construction of all tunnel excavations in the Hallandsås ridge and is valid until 31st December 2017.

- Running average flow (30 days) from the main tunnels until chainage 193+500 (Approximately ring 1692) must not be exceeded at any time: 150 l/s (100 l/s during east tunnel drive)
- Running average flow (30 days) from the main tunnels after chainage 193+500 (Approximately ring 1692) must not be exceeded at any time: 100 l/s
- Running average flow (7 days) from the main tunnels (if the limit is exceeded, actions must be taken to get back below the limit): 300 l/s
- Momentary peak flow from the main tunnels (if the limit is exceeded, actions must be taken to get back below the limit): 400 l/s

The water flow from the Mid Adit is regulated via a separate environmental court ruling (verdict of 2008-08-08).

- Running average flow (30 days) from Mid Adit: 15 l/s

The water can be distributed to local streams; Axeltorpsbäcken, Vadbäcken, Vadebäcken, and Stensån or to the sea; Skälderviken and Laholmsbukten.

The court ruling limits are controlled and followed up by the data base “30 day rolling flow north/south”. This file is updated daily by the Planning Engineer or Environmental Assistant and is also used for prognosis of the future planned flow so that appropriate actions can be

taken to avoid the risk of exceeding the court ruling limits. Any breach of the demands set by the Swedish Environmental Court will result in legal proceedings.

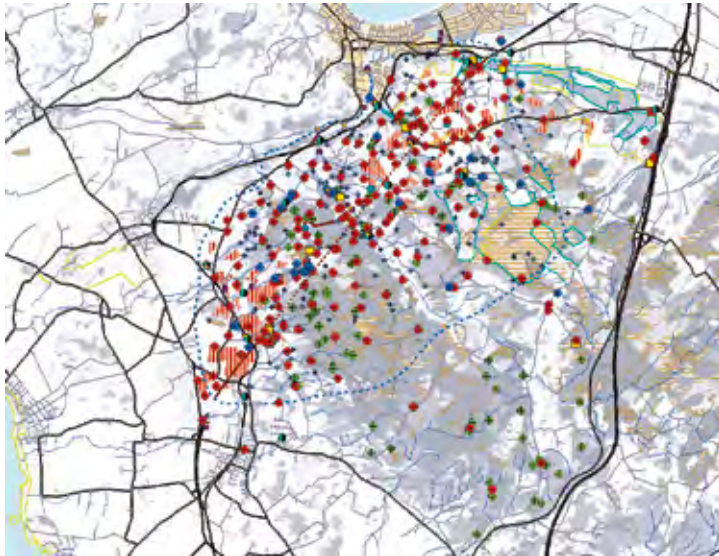


Figure 4 Locations of around 1000 water wells controlled by Trafikverket across the Hallandsås ridge

The contractual requirement for the content of various chemical substances in wastewater discharged to a recipient is as follows:

- $PEC/PNEC < 1$ for waste water discharged to Stensån, Vadbäcken, Axelstorpsbäcken, Vadebäcken, Laholmsbukten and Skälderviken.

The valid verdict from the Environmental Court (verdict of 2011-07-14) and the Environmental Court ruling for Mid Adit (dated 2007-12-20) gives the following conditions:

- The limiting value (if the limit is exceeded, actions must be taken to get back below the limit) for pH in the downstream checkpoints should not exceed 8 in Stensån, Vadbäcken and Axelstorpsbäcken and 8.5 in Vadebäcken.
- Discharge of wastewater to Stensån and/or Vadebäcken is only appropriate in exceptional cases.
- The concentration limit for non-polar aliphatic hydrocarbons (petroleum oil) is 5 mg/l as monthly average (must be not exceeded at any time) and 10 mg/l as a momentary limiting value (if the limit is exceeded, actions must be taken to get back below the limit) at the discharge point.
- Suspended solids to be limited to 30 mg/l as monthly average (must be not exceeded at any time) at the discharge point to creeks and 65 mg/l as monthly average (must be not exceeded at any time) at the discharge point to the sea.



Photo 5 Slurry Treatment Plant (STP) on the Hallandsås Project ensures correct treatment and release water coming from the tunnels

The court gives for Mid Adit also the following conditions:

- The total concentration limit for acrylamide and N-methylolacrylamide may not permanently exceed 100 µg/l at the discharge point to Stensån and 5 µg/l for each parameter (acrylamide and N-methylolacrylamide) at the discharge point to Vadbäcken and other creeks.
- Discharge to Stensån, should not affect the water quality considerably according to SFS 2001:554 (regulations for salmon fishing areas).

Three categories have been established in the project for the use of chemical products:

- Chemical products not used in contact with water or ground. This category is divided in two groups:
 - Supporting chemicals: oil, grease, lubricants, or fuel
 - Supplementary chemicals: not an oil, grease, lubricant, or fuel
- Chemical products that may/will be in contact with water or ground

All chemical products intended for use at the Hallandsås Project must be submitted to Trafikverket for formal approval before use. The chemical request, a short written statement, describes the product category, the product, intended use and application, quantity and possible alternatives. The chemical request is forwarded to the QEHS Department for an evaluation according to the evaluation procedure for chemical products. The evaluation is divided in two phases. The first is the analysis of the product's content (substances). This part is of a general nature and will provide input for all further analyses of the product's applications. The second is a risk analysis and a risk assessment based on the specific application of the product. The result of the evaluation is submitted to Trafikverket in an evaluation report. Within 4 weeks after the evaluation report has been sent to Trafikverket, a statement of examination will be sent from Trafikverket to Skanska-Vinci HB. Trafikverket will notify the authorities, i.e. Båstad Kommun and Länsstyrelsen in Skåne län, 4 weeks prior to use of any group 3 products. Approved group 1 chemicals are listed in Skanska's chemical

data base KemDB in the Hallandsås register. Each product is only approved for a particular application on a specified location and for a defined quantity. More than 700 chemical products have been assessed so far. Only a few of them got approval to be used on site.

THE TUNNEL BORING MACHINE (TBM)

An intensive design work was done, involving client, contractor and TBM supplier, during a period of 12 months after Skanska – Vinci HB was awarded the contract prior to the re-start of the project while the Swedish Environmental Court was working on the final rulings.

The following technical means were planned to be used, Burger & Dudouit (2009):

- Grouting ahead of the TBM, with cement based grout, rather at the periphery than at the face, in order to reduce the permeability of the rock and consequently the future ground water inflows, in water bearing zones.
- Excavation in closed mode with a face pressure up to 8 bars, in order to reduce the water inflows entering the cutter head chamber. However, maintenance on the cutterhead was planned to still take place under atmospheric conditions. It was estimated originally that 20% of the tunnel will have to be excavated with the TBM operated in closed (slurry) mode at maximum 8 bars.
- Installation of a segmental lining, equipped with gasket and capable to withstand 15 bars of water pressure, within the tail of the TBM.

The Herrenknecht AG supplied the dual mode hard rock Mix-Shield TBM S-246 during 2004. The shield was assembled within a cavern at the end of the southeast drill and blast tunnel. The back-up system was assembled outside the tunnel in front of the portal and transferred in one piece on rails in to the tunnel.

The cutterhead was changed during the first drive at Mid Adit for a modified one. The aim was to be able to crush blocks in front of the cutterhead to smaller sizes and decrease so the amount of wear. The 17" disc cutters were replaced by 19" disc cutters; the amount of grizzly bars has been increased from 30 to 49 pieces to restrict the size of the blocks passing through the openings of the cutterhead and the ratio of openings in the cutterhead have been decreased by approximately 2%. Further parts of the inner main bearing sealing system have been exchanged against Hardox steel elements to limit the wear. Furthermore the labyrinth of the inner main bearing sealing system has been extended and inner and outer labyrinth lubrication system were separated.

At the end of the first drive the back-up was pulled out of the east tunnel towards south, refurbished and partly modified. Components that were not really used were removed; a second grouting plant as well as a second generator was installed and positions of a few components were new arranged. The shield machine was dismantled in the northeast receiving chamber, transported via road back to the south and reassembled in the southwest cavern. The main bearing of the TBM and the erector bearing were exchanged as preventive actions against new one.

Further after a distance of almost 500 to 1000 m of excavation major cutterhead maintenance was done for a durations between 2 weeks and one month under use of rock caverns blasted in front of the cutterhead or using existing caverns from cross passages.

Currently the final dismantling of the TBM is ongoing. The shield skin stays in place and will form part of the final tunnel lining. All other components and the back-up will be removed towards north from the tunnel. Main components will be dismantled and send back to the supplier. All other parts will be scrapped locally.

Excavation diameter:	10.60 m
Total length:	250 m
Total weight:	3100 t
Total power:	8600 kW
Back-up system:	11 gantries, closed deck, train supplied
Cutterhead:	Hard rock, dual mode, articulated
Disc cutters:	17", back-loaded (19" for 2 nd and 3 rd cutterhead)
Nominal load of disc cutters:	250 kN (17"), 320 kN (19")
Power:	4000 kW
Speed:	0 – 5 rpm, hydraulic drive
Torque:	20.3/26.0 MNm
Thrust articulation rams:	22,000 kN (42,000 kN in high pressure mode)
Axial displacement:	400 mm
Shield diameter:	10.53 m
Maximum design pressure:	15 bar
Thrust push rams:	139,500 kN (188,500 kN in high pressure mode)
Mucking system open mode:	1000 t (via tunnel conveyor)
Mucking system closed mode:	1800 m ³ /h, (via pipe lines to Slurry Treatment Plant)
Segment backfilling system:	mortar or pea-gravel
Probing / grouting:	3 drill rigs, in a sector of 232°/222° circular turn able
Drill pattern:	30 periphery and 33 (26 3 rd cutterhead) face positions

Table 1 Main technical data of Herrenknecht Mix-Shield TBM S-246

PREFABRICATED SEGMENTAL CONCRETE LINING

The use of a watertight, prefabricated segmental lining is essential to comply with the strict demands of the Swedish Environmental Court regarding water inflow to the tunnel for both construction and operation phase. The segmental lining has been designed according to Swedish standards and Euro-codes using the convergence-confinement method. The maximum water pressure at tunnel level is 15.4 bars. The lining is designed to take the full hydrostatical load and as well the load from heavily weathered poor rock. Special extra strong segments (K80/C70) were made to accommodate special load cases especially during the thawing of the frozen ground in the tunnel section of the MBZ.



Photo 6 Segment storage area with Main Office (to the left side) and Hallandsås Tunnel exhibition hall (to the right side)

A single EPDM gasket with a 120 year design life guarantee is used to withstand the water pressure. The circumferential joints are equipped with cone-shaped plastic dowels to increase the shear resistance of the joints. The segments are equipped with injection sockets to enable the backfilling behind the tunnel lining and proof-drilling through the segments from the TBM back-up.

The back-filling concept used on the Hallandsås project that requires the alternation of pressurization and depressurization of TBM and tunnel lining creates additional stresses to the segmental lining. Poor rock conditions and over-breaks cause problems for the backfilling behind the lining with pea-gravel. Leakages to the lining occur frequently although comprehensive testing of the gaskets shows that joint openings of 4 mm and an offset of 20 mm would be acceptable. The final ring build quality, voids in the backfilling and leaking injection plugs requiring remedial works on the tunnel lining using cement and PU for injections to meet the contractual requirements; see also Sturk (2012) for more information.

Production of the segments was done by Skanska - Vinci HB's own pre-cast yard in Åstorp under use of moulds in a carousel. The transport to the tunnel construction site took place by train delivery. Three train loads were shipped per working day to the construction site. The segment handling took place by use of a gantry crane using a vacuum suction plate in combination with heavy forklifts using lifting slings.

Segmental ring type:	Universal ring, tapered
Segment concrete strengths:	K65 (K80 for MBZ)
Inner tunnel diameter:	9.04 m
Segment thickness:	540 mm
Segment width:	2.2 m
Segment weight:	12 t
Segments per ring:	8
Amount of segments produced:	almost 40000

Table 2 Main technical data for prefab concrete segments

TBM PRODUCTION

General organization of TBM Production Section

The TBM Production section comprises besides TBM and yard; the Slurry Treatment Plant (STP), batching plant, mechanical and electrical workshop as well remedial works and insulated drain works. The section consists in total 214 employees coming from 12 nations. TBM and yard crews work in a 5 shift rotation pattern with 3 dayshifts followed by 3 nightshifts. Following Swedish law a six days on - nine days off shift pattern was chosen to accommodate clients requirement for a 24/7 drive during 360 days per year. Surface personal works in 7/7 shift pattern or on day shift.



Photo 7 Shift handover on TBM "Åsa"

Production Sequence at Hallandsås

The usual production sequence on a shield TBM consists of the repetition of the steps excavation with backfilling of the segmental lining in parallel and ring building only interrupted by the extension of the tunnel services or maintenance works.

In Hallandsås are excavation and ring building usually followed by the steps construction of plugs or barriers and probing combined with fan treatment. Those steps will be further explained hereafter.

Closed Mode Operation

Sturk et al. (2011) gave a summary of the experiences from tunneling in closed mode. In 2006 and 2007 a total of 153 rings were excavated in closed mode. This amounts to approximately 6% of the excavated length of the East tunnel. However, this was exclusively done in the very first part of the tunnel following the launch.

After less than 50 m of tunnel excavated in closed mode, severe damages to the slurry circuit have been experienced: several elbows and steel pipes being pierced by the repetitive impacts of stones and blocks. Such observations were even made on the components of the slurry circuit installed on the TBM and trailing gear. The destructive actions of blocks, worsened by the general abrasion of the transported materials, were observed also on other components such as slurry pumps, valves, and telescope pipes. Despite time consuming repairs it was very difficult to maintain the slurry circuit operational.

In blocky ground conditions, the jaw crusher capacity often became the determining factor for the achievable mining speed. Depending on the severity of the situation, significant reduction of the TBM advance speed or even to stop it in order to give the time to the crusher to absorb the blocks were found necessary. In the worst situations, the blocks piling up in the chamber, were obstructing the submerged wall opening to an extent that a proper hydraulic connection between the cutter head and air bubble chambers was lost. The effect followed by this was an over pressurization of the cutter head chamber.

Theoretical studies based on actual data from both open and closed mode operation show that TBM operation in dynamic closed mode, at 8 bars pressure, will require up to 46% more time than in open mode (including the necessary pre-excavation grouting). It has consequently been concluded that closed mode operations for controlling water inflows will not bring any benefit to the time schedule. Following these experiences, dynamic closed mode operation was abandoned and has since 2008 been considered as only being an emergency measure in extreme situations.

Open Mode Operation

The TBM was during the rest of the tunnel drive operated in open mode. That means excavation and bubble chamber are under atmospheric pressure. The muck ring is open and the machine belt conveyor is extended into it. The excavated material will be during the turning of the cutterhead picked up by buckets and transported to the machine belt conveyor via transfer shuts and the muck ring. The muck will be partly dewatered during this process via dewatering grids in the arms of the cutterhead. The submerged wall gate is closed during the operation and the stone crusher is not in use.

The dewatering of the excavation chamber to prevent overflow through the muckring takes place through special openings in the lower part of the bulkhead that divides excavation and bubble chamber. Mainly only water will be pumped by additional suction pumps into the dewatering line of the slurry circuit. Almost all rock material leave the TBM over the belt conveyor. No bentonite is in use during the excavation.

Probe Drilling and Pre-excavation Grouting

Pre-excavation grouting using micro fine cements has been the main method of controlling the groundwater ingress to the tunnel front, especially in the fresh rock mass. Extensive pre-grouting operations from the TBM have taken place over long sections of the tunnel. In some parts a continuous pre-grouting with 35 m long fans overlapping at least 10 m was necessary to control the ground water inflow and stay within the requirements set by the Environmental Court. Pre-grouting from the TBM is most often triggered by the water inflows measured during the forward probe drilling campaigns, which are systematically performed with the requirement to maintain a minimum of a 10 m overlap between subsequent probe holes.

The pre-excavation grouting obviously controls the water ingress in fresh and stable rock conditions but has also been used in weathered rock mass to reduce the risk of flowing

ground. By controlling the water in areas of potential flowing ground, the overall risk is significantly reduced even though a “dry” running ground hazard remains as a residual risk.

With the pre-excavation grouting being identified as one of the major tools to handle the difficult ground conditions, the machine is prepared and equipped with extensive permanent installation for drilling and grouting. Multiple inclined channels in the shield skin as well as a large number of ports in the bulkhead, submerged wall and corresponding cutter head openings allow a dense drill pattern around and in front of the tunnel face.

Three permanently installed drill rigs are located on a 360° carrier ring behind the erector able to reach the periphery and outer face positions. A temporary drill installation is possible in the centre of the shield and on the erector, Sturk et al. (2011).

Probe drilling is carried out to always know what the water situation and rock characteristics are in front of the TBM. The drilling is done normally by 2 holes to 54 m through the shield. Depending on the results from the probe drilling and face inspections a treatment fan can be executed, the choice of treatment class (shield or face holes) and what holes to drill and grout is determined from the actual situation.

A treatment fan normally consists of 6 to 16 holes (not including the probe holes) to about 32 m in one of the 4 treatment classes, though due to collapsing holes, large over breaks or other problems all holes cannot always be drilled. Once the fan is done an evaluation is made and then additional 6 holes can be drilled and grouted if unsatisfactory results were achieved.

It should be noted that a general reduction of the flow by 50-60 % in the pre-grouted area is considered to be successful.



Photo 8 Driller operating a drill rig on the TBM during an Probe Drilling exercise



Figure 5 Drill pattern showing all possibilities for drilling of 10° and 13° holes through the shield (RD-holes) and face holes (D-holes) through the TBM cutterhead. All holes of the same color can be drilled using identic cutterhead position.

A permanent pre-excavation grout plant and materials storage and handling area are provided. Grout holes are usually drilled to full depth (35 m) and grouted in one stage. Micro-fine cement is used as grouting material. The grout mix includes only cement, water and super-plasticizer and the normal water cement ratio is between 0.8 and 1.0. Stop criteria are established, mainly to limit grout spread in the rock mass but also to control the cycle time and optimize the sealing effect, and normally both a stop pressure (30 bars total pressure) and stop volume (5000 liters/35 m hole) are used, Sturk et al. (2011).

CONSTRUCTION OF BARRIERS AND PLUGS AS BACKFILLING OF SEGMENTAL LINING

In the early stage of the tunnel excavation, difficulties have been encountered in backfilling behind the lining due the high ground water inflows. Despite the use of PP fibers, anti-washout agent and accelerator, washout of the mortar, as backfilling material, could not be totally prevented. In order to complement the backfilling of the loss resulting from the washout phenomenon, complementary backfilling about 15 m behind the shield was introduced.

Then the backfilling method was modified to introduce the use of the pea-gravel technique. The lining is backfilled with a controlled quantity of pea-gravel from the invert to slightly above the spring line. Mortar is injected in the upper part. Since the water is circulating through the lower pea-gravel matrix, washout of the mortar in the top is avoided. The quality of the backfilling is checked by ensuring that the combined quantities of pea-gravel, mortar and grout exceed sufficiently the theoretical volume and by proof drilling. Acoustic method for checking the backfilling, instead of proof drilling, has been developed and implemented in the project; see Rydén et al. (2011), Sturk et al. (2011).

Two means of constructing barriers and plugs are available: construction in open mode with the use of external bags and dewatering valves and construction in pressurized mode with a specific sequence of backfilling. The first means is applicable to low flow (meaning below about 80 l/s), the second means for higher flow. Plugs and barriers will be used to control water flow along the lining. Since the purpose is to reduce water flow, large volumes may be requested. No volume stop criterion will be applied, though a max pressure of 8 bars above external pressure will be used for backfilling of mortar and a max pressure of 20 bars above external pressure when injecting cement grout.

Criteria of success for plugs and barriers is that the water inflow decreases enough such as resuming excavation is not jeopardizing the monthly water discharge average or the production. No certain percentage of success or water inflow decrease can be stated for this matter. The situation has to be evaluated after every plug or barrier to know if it is possible to resume excavation without further treatments. It should be pointed out that plugs and barriers can only seal off water inflows behind the shield, and never the water accumulated around the shield. This must be considered when evaluating the result and efficiency of a barrier or plug construction.

The plugs and barriers are divided up in 5 different types, as follows: mortar plug in pressurized mode, barrier in pressurized mode, pea-gravel drainage plug in open mode, external bags plug in open mode and continuous barrier construction using sequential plugs. The construction methods of the most common barriers will be described in the following sections.

Barrier in pressurized mode

An existing plug constructed by mortar will be used as back wall for the barrier. Pea-gravel will be injected through the segmental lining at the 1, 2, 10 and 11 o'clock positions during the following three to five excavations followed by two to three empty rings without any backfilling. After excavations are finished the muck ring will be closed, injection valves will be installed in the segmental lining and the TBM will be pressurized to balance the ground water. Mortar with high cement content will be injected starting with the empty rings until stop pressure is reached. Then cement grout will be injected filling the pea-gravel matrix and possibly also to some extent penetrating the rock. The TBM will be depressurized after hardening time is reached and excavation can be resumed.



Photo 9 Grouter on TBM back-up operating the HÄNY batching plant during the construction of an barrier

External bags plug in open mode

External bags can be placed in good rock conditions without over-breaks in the periphery and during low water flow (less than 60 l/s) behind the lining. Dewatering valves will be installed at least in three rings while excavation and backfilling with pea-gravel and mortar on top continuous. Three empty rings will be installed. One ring that contains pre-installed external bags will be erected. Drainage valves in the segmental lining will be opened and external bags will be grouted. Mortar with high cement content will be injected starting with the empty rings until stop pressure is reached. After hardening of the mortar, dewatering valves can be closed and excavation can be resumed. Then cement grout will be injected filling the pea-gravel matrix and possibly also to some extent penetrating the rock.



Photo 10 External bag attached to a prefab concrete segment

SPECIAL CONSTRUCTION MEASSURES TO OVERCOME GEOLOGICAL HAZARDS

Pre-Treatment of Heavily Water Bearing Ground in the Lya Zone

About 3.3 km into the TBM tunnels and some 1.5 km northwards the rock mass is mainly characterized by heavily water bearing zones. The rock itself varies significantly as both fresh high quality rocks is present as well as heavily weathered parts. Gneiss is the main rock type that occurs, but parts of the section contain amphibolites, which often occurs as slices or dykes. In stretches where amphibolites are present, the water bearing contact zones to the surrounding gneiss often run sub-parallel to the tunnel direction. Therefore, these zones have been difficult to grout and in order to carry out sufficient pre-treatments, a vast number of grout holes were needed to increase the possibility to strike these water bearing structures. The second part of this section covers Lya, which is a heavily water bearing and environmentally sensitive part of the tunnel stretch. In order to reduce the pre-treatments from the TBM during excavation of the West tunnel, and to reduce the risk of catastrophic water inflow to the TBM, which may jeopardize the water permit, pre-treatment by means of long-hole-grouting was carried out along the West tunnel profile. The long holes were drilled from two drilling chambers located in the West tunnel alignment and accessed through two future cross passages (cross tunnels 5 and 6). Grouting was carried out during the course of 15 months before the TBM reached the area. During this operation down stage grouting was facilitated (drilling until 8 l/s of water flow was encountered or to a length of 30 m) using IC30 with w/c ratio of 0.9 and 0.75% SP40. Limited by a number of pre-defined criteria, this mix showed the best result in terms of penetration length during pre-tests, which in this case was regarded to be the most important parameter. The maximum length of the pre-treatment holes was 235 m and in total an 825 m long stretch was pre-treated. Roughly 1400 m³ of grout was injected during this operation, thereby averaging 1.7 m³ of grout per metre of tunnel. Concurrent with the experience from the TBM, the bulk of this volume was injected in the most heavily water bearing zones. For example, in the East tunnel catastrophic inflow to the TBM occurred at Ring 1947, which caused a standstill of about 6 weeks. When the comparable section was pre-treated by means of long hole grouting in the West tunnel and from the TBM, a total of 235 m³ in a 30 m section was injected. Thus, in heavily water bearing ground such as the “Ring 1947-Zone” almost 8 m³ of grout per metre tunnel had to be injected in order remove sufficient amounts of water from the rock mass in order for the TBM to be able to pass. On average 0.5 m³ of grout has been injected from the TBM per metre tunnel in the West tunnel, and roughly 10 m of probe drilling/treatment holes per metre tunnel have been drilled. This can be compared to the East tunnel where no pre-treatment by means

of long hole grouting was carried out, where almost 1.6 m^3 of grout was injected per metre tunnel and more than twice the amount of probe drilling/treatment holes (22 m) were drilled per metre tunnel. This shows that the pre-treatment by means of long-hole-grouting in the West tunnel was successful in terms of reducing the number of pre-treatments from the TBM. However, it also shows that despite the large pre-treatment operation, it has not been enough to cope with the conspicuous water conditions in the Lya Zone, Sturk et al. (2013).

Ground Freezing within the Möllebäck Zone (MBZ)

During tendering and subsequent planning for the present contract both the client and contractor appreciated TBM boring through the MBZ as being one of the major risks within the project. The closed mode operation was not, even in theory, deemed sufficient since regular cutter head interventions are necessary and the length of the potential flowing ground section in MBZ was exceeding 20 m.

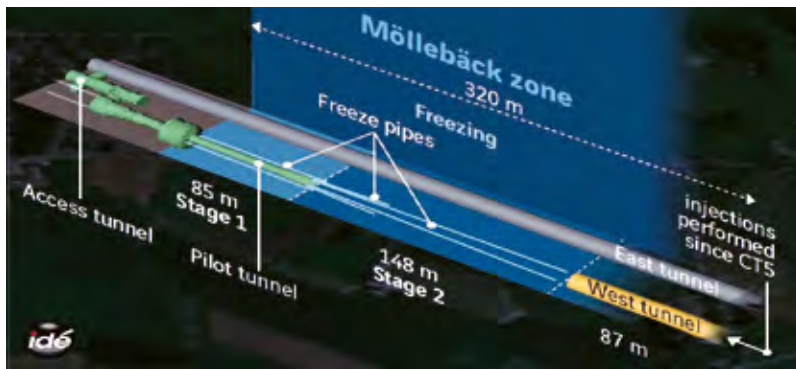


Figure 6 Schematic view of the MBZ freezing area

Ground freezing is by experience deemed as a very safe method and will, properly designed and executed, significantly reduce or control all engineering geological hazards identified at Hallandsås, e.g. water ingress, raveling ground, running ground and flowing ground. The freezing design included comprehensive analysis of the ground material (in unfrozen and frozen conditions) and expected behavior during a complete freeze cycle, including thawing. The main design criterion was to create a frozen ring where the -2°C isotherm was located 2 m outside the TBM diameter. This would control water ingress and stability during the TBM excavation.

The general layout of this pre-treatment was to perform horizontal drilling at the tunnel level over a section of 260 m in the central MBZ, and freeze the northernmost weathered part (125 m) and pre-grout the more fractured southern part (135 m). The pre-treatment scheme has included the following main work activities; Sturk et al. (2011), see also Sturk & Stille (2008):

- Excavation of a 600 m long access tunnel up to the MBZ (from the existing tunnel fronts at the northern side of the project).
- Excavation of drilling chambers within the alignment of the main tunnels.
- Drilling of 100 m long horizontal freeze holes in an 8 m diameter circle parallel to the main tunnel and installation of freeze pipes and freezing equipment. Drilling was done using a steered drilling technique with a mud motor.

- Freezing during 6-12 months including detailed monitoring of temperature development. The freezing was based on conventional brine freezing system with an installed effect of 3x280 kW.
- Excavation of a pilot tunnel inside the frozen cylinder (in order to reach the south part of MBZ and make grouting and further freezing possible).
- Grouting of south part of MBZ.
- Drilling of the second stage freezing (40 m long holes using a Wassara hammer technique) and installation of freeze pipes.
- Freezing of second stage followed by maintenance freezing until TBM arrival.
- TBM excavation and installation of segmental lining. Freezing was turned off just prior to TBM arrival.
- Monitoring of thawing process.
- Final inspection of tunnel.

The decision was taken to extend the freezing section for the west drive after the passage of the frozen zone by the TBM in the east tunnel without nearly no problems were a full success. Finally 233 m of the MBZ zone were frozen prior to the arrival of the TBM and excavated within about 3 weeks.

PRODUCTION PERFORMANCE

The construction of the west tunnel was done in approximately half of the time spend for the east tunnel. The water court ruling verdict of 14th July 2011 set the running average flow (30 days) from the main tunnels until the Lya Zone to 150 l/s. That reduced the need for pre-grouting and construction of barriers in the first part of the west drive. Further the pre-treatment of the Lya Zone from cross tunnels 5 and 6 and the extension of the frozen zone in the MBZ reduced the need of pre-treatment exercises from the TBM. The lower water inflow from the tunnel lining to the TBM gave the possibility to increase the amount of barriers constructed with external bags. The reduction in standstill time had a positive effect and increase of the workmanship to the tunnel crews. The production management worked besides these measurements with the implementation of best practice methods across all shifts. Last but not least the success with the breakthrough of the first tunnel and the positive feedback of media and public created finally a motivation boost to the workforce.

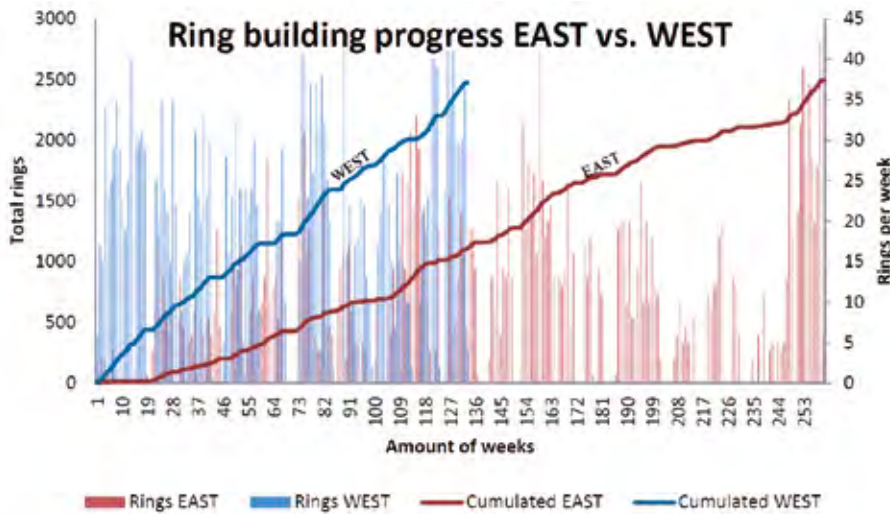


Figure 7 Ring building progress chart compares East and West drive progress per week

LOOK AHEAD

Dr.-Ing. E.h. Martin Herrenknecht said in his speech in celebration of festive party at the final tunnel breakthrough on September 4, 2013: "This breakthrough is an absolutely great moment in my life. A big success for all involved. It is like the moon landing of tunnel construction. Nobody else has been here before us." Therefore it should be allowed to think ahead about possible developments in future projects in similar ground conditions.

The practice has proven that closed mode operation was not a cost efficient method to excavate this highly fractured and weathered rock. In future projects, where closed mode operation might be not seen as contractual mandatory, the TBM design might focus more on dewatering aspects as this is possible under maintaining the conventional slurry shield design with slurry circuit and bubble chamber. Attention needs to be paid to prevent plugging of dewatering openings created by the fine material caused by weathered rock masses.

There is potential in the development of packer material that can resist high water and grouting pressures while staying in place in fractured bore holes and not get damaged by the sharp edges of the rock surface.

The design of external bags should be developed further in future projects. The service durability needs to be improved similar to the packer. Further grouting material and methods can be improved.

The drill rig design needs to become better adapted for the use in a TBM. Along the distance between drill rig and rock creates additional strains to rigs and drilling equipment.

Segment gasket systems for high water pressure might be equipped with either systems for subsequent sealing or used in combination with components, suitable for tunnel construction sites, that provides the possibility to seal leakages by itself.

REFERENCES

Trafikverket in collaboration with Wirtén PR& Kommunikation and Lönegård & Co. (2012): "Hallandsås Project – Tunnel Construction and environmental initiative for the future", information folder, pages 1-8.

Sturk, R., Dudouit, F., Aurell, O., Eriksson, S., (2011): "Summary of the first TBM drive at the Hallandsås project", Proc. of Rapid Excavation and Tunneling Conference 2011. Eds. Redmond, S. & Romero, V. Society of Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. 2011, pages 234-252

Erlström, M., (2009): "Oral presentation at project workshop", Hallandsås Project, Förslöv 2009

Johansson, B., (2013); "Hallandsås Project – Activity Report – TBM Excavation Experience", manuscript in process, pages 1-84

Skanska-Vinci HB, (2012): "Project Plan, Hallandsås Project, Tunnel Contract, Appendix 10.01 Environmental Plan", pages 1-20

Burger, W., Dudouit, F., (2009): "The Hallandsås Dual Mode TBM", Proc. of Rapid Excavation and Tunneling Conference 2009, Eds. Almeraris, G. & Mariucci, B. Society of Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. 2009, pages 416-437

Sturk, R., (2012): "Sweden seals Hallandsås viability with tight lining", World Tunnelling, May 2012, Aspermont Media Ltd., pages 27-31

Suquet, L., Schubert, T., (2012): "Hallandsås Project", Convention des VINCI Grands Projets Copenhagen 28 au 30 Novembre 2013, power point presentation

Sturk, R., Striberger, J., Stille, B., Aurell, O., (2013): "Grouting operations in complex and heavily water bearing ground – an analysis and summary from the Hallandsås project", 7th Nordic Grouting Symposium 13th/14th November 2013 in Gothenburg, manuscript, pages 10-11

Sturk, R., Stille, B., (2008): "Advanced ground freezing at the Hallandsås project, Sweden", Geomechanic und Tunnelbau 1 (2008) Heft 5, Ernst & Sohn, Berlin, pages 512-517

Rydén, N., Aurell, O., Nilsson, P., Hartlén, J., (2011): "Impact Echo Q-factor measurements towards nondestructive quality control of the backfill in segmental lined tunnels", submitted to International Symposium on Non-destructive Testing of Materials and Structures 2011, Istanbul, Turkey

Skanska-Vinci HB, (2008): "Method Statement Hallandsås Project, Tunnel Contract, TBM-MS-8523 Probe drilling & Control of water flow, pre-grouting and Barriers", pages 1-32

Herrenknecht AG, (2013): "Final breakthrough at the Hallandsås tunnel marks an outstanding pioneering achievement", Press Information, pages 1-3

Randi Skirstad Grini
Dir. for Mineralforvaltning

DMFs SAMFUNNSROLLE OG NY MINERALSTRATEGI

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

DESIGN OG TEKNISKE VALG FOR TBM – ØVRE OG NEDRE RØSSÅGA**Design and technical choices for TBM – Øvre and Nedre Røssåga**

Sivilingeniør Frode M. Nilsen, Leonhard Nilsen & Sønner As (LNS)
Sivilingeniør Sindre Log, The Robbins Company

SAMMENDRAG

Den første kraftutbyggingen av Øvre og Nedre Røssåga ble startet i 1947 og ble avsluttet i 1963. Hovedhensikten med utbyggingen var å skaffe elektrisitet til den kraftkrevende industrien i Rana-området. I Øvre Røssåga ble det installert 3 aggregater a 53 MW og i Nedre Røssåga ble det installert 6 aggregater a 43,5 MW.

Statkraft besluttet i 2010 for Nedre Røssåga å rehabilitere 3 av de eksisterende aggregatene. I 2012 ble det bestemt å bygge nye vannveier og en ny kraftstasjon i fjell med et aggregat på 225 MW. Samtidig vil 3 av aggregatene i den gamle stasjonen tatt ut av drift. Dermed vil 3 av aggregatene i den gamle stasjonen tatt ut av drift. Dermed øker installasjonen i Nedre Røssåga med ca. 100 MW. Det nye aggregatet har en slukeevne på 105 m³/sek. For Øvre Røssåga ble det bestemt å bygge ny avløpstunnel på nærmere 5 km. Totalt økes strømproduksjonen 200 GWh til 2100 GWh noe som tilsvarer en økt strømproduksjon for ca. 10.000 husstander.

Den nye utbyggingen Øvre og Nedre Røssåga består av ca. 19,5 km tunnel. Statkraft sendte tilbudsforespørsel ut våren i 2012. Prosjektet var tenkt som en tradisjonell kraftutbygging med konvensjonell tunneldrift. Det ble imidlertid gitt muligheter for å gi alternative løsninger. LNS ga derfor et alternativ med bruk av TBM for tilløpstunnelen på Nedre Røssåga og avløpstunnelen i Øvre Røssåga. Totalt er det forutsatt bruk av TBM på 12 av 19,5 km. Til slutt var det TBM alternativet som ble valgt. Leverandør av TBM'en er The Robbins Company. For første gang på over 20 år skal en TBM i drift igjen i Norge!

SUMMARY

The construction of the hydro power project Øvre and Nedre Røssåga was first time started in 1947 and was finished in 1963. The main reason for the project was for supply of electricity for energy-intensive industry in the Rana region. Øvre Røssåga was installed with 3 generators of 53 MW and Nedre Røssåga was installed with 6 generators of 43,5 MW.

In 2010 Statkraft decided for Nedre Røssåga rehabilitate 3 generators. In 2012 Statkraft decided to build new tunnels and a new hydro power station underground with a generator of 225 MW. At the same time 3 of the old generators stopped. The installation of generators increases with 100 MW in Nedre Røssåga. The new generator has an absorption capacity of 105 m³ per second. For Øvre Røssåga it was decided make a new tale race tunnel with a length for almost 5 km. The production of electricity increases with 200 GWh to 2100 GWh, enough electricity for 10.000 households.

The rehabilitation of Øvre and Nedre Røssåga includes 19,5 km tunnels. Statkraft invited for tenders in the spring in 2012. The project was meant to be a traditional hydro power project excavated with drill and blast. Nevertheless, it was given an opening to price alternative solutions. And for that reason LNS gave an alternative to use of TBM for the head race tunnel in Nedre Røssåga and for the tale race tunnel in Øvre Røssåga. The alternative included use of TBM for 12 of 19,5 km. In the end it was the TBM alternative which was chosen. The supplier of the TBM is the Robbins Company. For the first time for over 20 years a TBM will be used in Norway.

INNLEDNING

Det var i tilbudsdokumentene forespurt om ca. 19,5 km tunnel samt sprengning av ca. 36.000 pfm³ i kraftstasjon/trafohall samt sikring av eksisterende avløpstunneler. Det skulle også gis pris på en trykksjakt på med en lengde på 173 m og en diameter på 8,0 m og en 40 m sjakt for styring av shuntluke. Totalt inngår det ca. 28.000 m³ betong i prosjektet. I tillegg skulle eksisterende avløpstunneler gås over og eventuelt suppleres med ekstra sikring. Hovedmengdene for tunnelsprengningen var på tilløps- og avløpstunnelene. Disse skulle ha et tunneltverrsnitt på 50 m².

LNS vurderte prosjektet som egnet for bruk av TBM. Firmaet tok kontakt med The Robbins Company og det ble etablert et meget godt og nyttig samarbeid. Robbins hadde en TBM stående i Australia som kunne være aktuell for Røssåga. Denne hadde en diameter på 6,70 m. På grunn av glattere vegger og mindre friksjon kan tunneltverrsnittet reduseres til ca. 60 % ved bruk av fullprofilboring. Siden at Statkraft hadde forlangt 50 m² ferdigsprengt tunneltverrsnitt så hadde det vært nok med en diameter på 6,2 m. Et større tunneltverrsnitt enn beregnet er sjelden et problem for en kraftprodusent. Pga. store ombygningskostnader var det derfor TBM'en fra Australia som ble tilbudt. Det ble også gitt alternativt tilbud på raiseboring av sjaktene.

Norsk kompetanse innenfor fullprofilboring er dessverre i stor grad forvitret og delvis forsvunnet. Men noe kompetanse finnes og LNS engasjerte AMH Consult for å være med som en del av kalkulasjonsteamet. Dette var helt avgjørende for at det var mulig å få frem et godt alternativt tilbud med bruk av TBM.

Etter at Statkraft hadde evaluert tilbudene, ble det forhandlet med de mest interessante tilbyderne. Det ble gjort en del endringer under forhandlingene bl.a. ønsket Statkraft pris på utvidelse av tilløps- og avløpstunnelene til 65 m² samt en del endringer for sjaktene. For å kunne imøtekomme dette måtte det sees på en TBM med diameter på 7,23 m. Utboret tunneltverrsnitt er på ca. 41 m².

Robbins hadde en maskin som hadde vært benyttet i Kárahnjúkar på Island og hadde vært på oppgradering i Solon i USA. Det meste av bakriggen måtte bygges nytt og dette ble i all hovedsak gjort i Kina. Men også vitale deler har kommet fra USA, Tyskland, Japan og Italia for å nevne noen land. Totalt veier maskinen rundt 600 tonn og har en total lengde med backup på 125 meter. Totalt ble det sendt rundt 60 stk 40 fots containere og 20 stk 20 fots containere samt en store løse maskin deler, som hovedlager, kutterhodet, hovedbjelke, grippersko, ringgir etc. Dette er sendt med i alt 6 skipninger til Mo i Rana. Logistikken for å få frem alt utstyret har vært utfordrende.

Massetransporten fra tunnelen går på conveyorbelt gjennom tunnelen. Massene går ut på en stacker utenfor tunnel og mellomlagres der for videre transport.

Sent på høsten 2012 ble det endelig inngått kontrakt mellom Statkraft og LNS. Kontrakten er utformet slik at bruk av TBM er som en opsjon. Opsjonen for boring med TBM i Nedre Røssåga er utløst. Når det gjelder bruk av TBM i Øvre Røssåga bestemmes dette endelig høsten 2013.

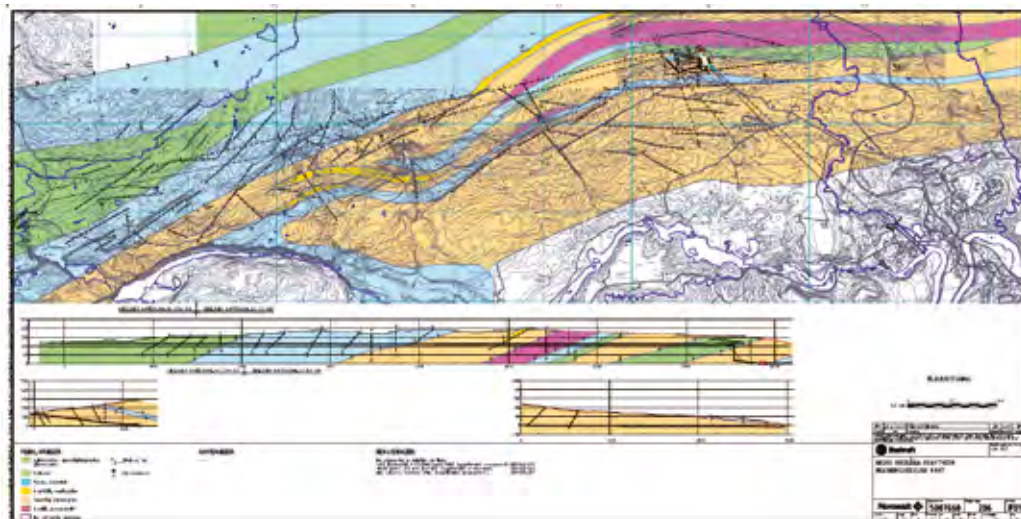
Tunneler	Lengde (m)	Tverrsnitt (m ²)	Volum (m ³)
Nedre Røssåga:			
Tilløpstunnel	7560	50 (85)	
Tverrslag Tullavbekken	320	35	
Svingetunnel	430	30	
Shunttunnel	160	30	
Adkomsttunnel	1180	40	
Div. tunneler i kraftstasjonsområdet	985	20 - 85	
Utløpstunnel	3620	50	
Kraftstasjon/trafohall			36000
Øvre Røssåga:			
Tverrslag	430	20	
Avløpstunnel	4790	50	

Tabell 1 Mengder i tilbudsgrunnlaget for Øvre og Nedre Røssåga

GEOLOGI

I Nedre Røssåga består grunnen for det meste av glimmerskifer/glimmergneis, kalkstein/marmor, granitt/grandioritter samt noe kvartsitt m.a.o. godt norsk grunnfjell. Oppsprekningen regnes som liten til moderat. Det er ikke påvist markante svakhetssoner i tilløpstunnelen. Det er 200 – 300 m overdekning langs tunneltraseen, det antas små problemer med bergtrykk i tilløpstunnelen. I forbindelse med drivingen i kalkstein og marmor kan det komme store vannlekkasjer inn i tunnelen. Fra tunneldrivingen på 1950-tallet er det ikke kjent at vannlekkasje var til hinder for tunneldriften.

I Øvre Røssåga er geologien betydelig mer komplisert. Det meste av tunneltraseen går i kalkstein. Tunneltraseen krysser under Bleikvasselva. Det er kjent fra tunneldrivingen på 1950-tallet at det var svært store problemer med vannlekkasjer inn i tunnelen. Dette skyldtes karstfenomener langs traseen. Tre ganger ble tunnelen oversvømt i forbindelse med tunneldrivingen. Ytterligere geologiske undersøkelser er gjort sommeren 2013 og endelig bestemmelse for om det blir TBM eller konvensjonell drift gjøres i løpet av høsten 2013.



Figur 1 Geologisk kart av Nedre Røssåga (fra Geologisk rapport i tilbudsdokumentene). Det meste av tilløpstunnelen går i glimmergneis, glimmerskifer og kalkstein.

ENDELIG LAYOUT FOR TBM

I LNS alternativt for tilløpstunnelen i Nedre Røssåga forutsatte boring fra øvre del av trykksjakten og opp til inntaket ved Stormyrbassenget. Ved denne løsningen kunne det 320 m lange tverrslaget ved Tullavbekken kuttes ut. Dette medførte store besparelser for Statkraft ved at man unngikk fremføring av strøm og byggeplassadministrasjon. For LNS lå besparelsene i å slippe rigging av produksjonsapparat, verksteder, utslippsarrangement, brakker, vegvedlikehold, brakker og byggeplassadministrasjon. I tillegg kunne man kutte massedeponi ved Tullavbekken.

I utgangspunktet var det tenkt å bruke svingetunnelen som adkomst til tilløpstunnelen. LNS så for seg å sprengte ut en montasjehall for TBM'en i starten av tilløpstunnelen. Det ble jobbet mye med den endelige designen av tilløps- og svingetunnelen. Bl.a. ble påhugget ble flyttet, kurvaturen samt stigningen for svingetunnelen ble endret. I tillegg ble svingetunnelen gjort noe kortere. Denne endringen gjorde at TBM'en kunne monteres utenfor tunnelen og skyves inn. De første 100 m av tunnelen er sprengt og fullprofilboringen starter herfra.

Massetransporten fra TBM'en kommer til å bli utført med conveyorbelt. I anbudsfasen ble det vurdert å bruke en vertikal conveyor direkte fra tilløpstunnelen og opp i dagen. Denne løsningen ble forlatt bl.a. for uklarheter rundt grunneierrettigheter hvor denne var planlagt å komme opp. LNS vurdering var at på dette tverrsnittet var det vanskelig å bruke lastebiltransport. Skinnedrift ble vurdert som en for dyr og sårbar løsning. Valget falt derfor på bruk av conveyor. Dette er første gang i Norge at conveyorbelt blir brukt i forbindelse med TBM!

For å ha maksimal kontroll på fjellforholdene fremfor TBM'en vil det bli utført en kontinuerlig sonderboring. Dersom det er stor vanninntrenging gjennom sonderhullene vil injeksjon bli vurdert. For Nedre Røssåga vil det bli montert en bom med Montabert HC 110 (levert av AMV) for sonder- og injeksjonsboring. Denne vil ha nødvendig MWD-utrustning. En interessant side av dette er hvor stor nytt man vil ha av innsamlede data for produksjonsstyring av selve TBM'en. Siden sannsynligheten er betydelig større for store problemer med fremdriften på TBM'en, vil det for Øvre Røssåga bli montert to bomber med Montabert HC110 og MWD-utrustning. I henhold til tilbudsgrunnlaget skulle være en råsprengt sjakt med en diameter på 8,0 m. Denne kommer til å bli raiseboret med en diameter på 6,6 m.

For Øvre Røssåga ble det 430 m lange tverrslagstunnelen kuttet. Hele tunnelen kommer etter alt å dømme fullprofilboret fra nedre del av avløpstunnelen. Usikkerheten rundt geologien gjør at i skrivende stund så er ikke endelig trase valgt.

BESKRIVELSE AV TBM

Figur 2 Montering av TBM'en foregår i vinterlige omgivelser.

Tunnelboremaskinen som ble valgt til å bore tunnelen på Røssåga er en Robbins TBM med modellnummer MB-242-308-2. Maskinen har en diameter på 7,23m og ble første gng brukt på utbyggingen på Kárahnjúkar kraftverk på Island.

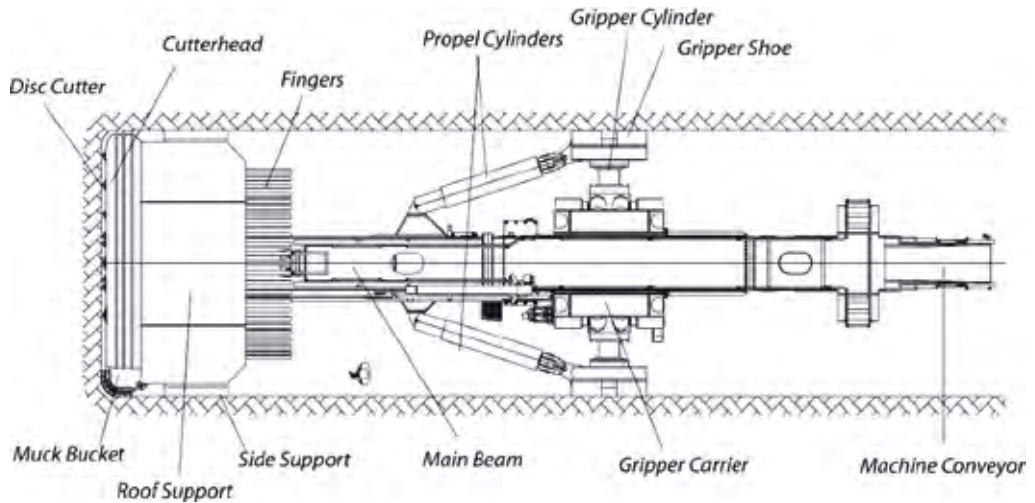
TBM'en ble første gang satt sammen i Robbins lokaler i Ohio i 2004. Den ble videre fraktet til Island hvor den boret to tunneler på henholdsvis 14,1 og 8,7 km. Maskinen hadde imponerende inndrifter i islandsk basalt og satte verdensrekord i sin størrelse med 116 m på 24 timer og 428 m på en uke.



Figur 3 Foto av første gang TBM MB-263-308 ble montert sammen.

Teknisk beskrivelse:

TBM'en valgt for Røssåga er en åpen TBM. Dette betyr at TBM'en sikrer fremdrift med å spenne tak i tunnelveggen med gripperskoene og har ikke muligheten til å spenne av mot segmenter. I tillegg har TBM'en kun et fremre skjold, og har ellers fri tilgang til bergmassen. Dette gjør at man i større grad bruker konvensjonelle sikringsmetoder i forhold til bruk av skjoldete TBM'er. Alle tidligere TBM'er i Norge har vært av åpen maskiner.



Figur 4 Hovedprinsipper av en TBM.

Machine Thrust	14,324 kN
Maximum Torque	3,490 kNm at 8.3 RPM / 6,275 kNm at 4.62 RPM
Maximum Stroke	1,87 m
Cutterhead Drive	Electric motors, hydraulic clutches, gear reducers
Cutterhead Power	3000 kW (10*300 kW)
Cutters	35 x 19-inch back-loading cutters + 8 17-inch Back-loading center cutters
Cutterhead Rotation Speed	0 to 8.7 RPM
Total TBM Weight	600 metric tons
Total TBM Length, Including Back-Up System	125 m

Tabell 2 Spesifikasjoner for maskinen til Røssåga, TBM MB-263-308-2.

TBM'en er utstyrt med 46 bakmonterte kuttere med diameter på 17" (432mm) og 19" (508mm) kuttere som hver håndterer en maksimal kraft på 312 kN. Dette gir en total matekraft på 14324kN eller 1461 tonn (ca. 6 fullastede Boeing Dreamlinere). Kutterene kan byttes fra bak kutterhodet og arbeiderne er derfor beskyttet av det fremre skjoldet og slipper å eksponeres for bergmassen under disse kutterbytter.

TBM'en blir drevet av 10 elektriske motorer som gir en total motorkraft på 3000 kW eller 4079 hk. (Noe som tilsvarer motorkraften på 37,5 Nissan Leaf). Motorkraften benyttes i hovedsak til matekraft og rotasjonsmoment til kutterhodet.

Montering

TBM'en ble før den ble levert på site totalt opprustet, samt at man bygde et nytt backup system. For montering av TBM'en ble det besluttet å gjøre en variant av OFTA (On site first time assembly) for å redusere leveringstiden.



Figur 5 Massetransporten fra tunnelen vil gå på conveyorbelt som vist på fotoet.

Tradisjonelt sett har TBM'er alltid blitt fullt montert i fabrikk før de har blitt demontert og pakket og sendt til prosjektet. De siste årene har OFTA blitt mer vanlig og det er i dag den mest brukte metoden for levering av TBM. Dette baserer seg på at man sender alle deler til site, hvor maskinene blir montert for første gang. Dette medfører vanligvis en litt lengre montering på site, men sparer totalt sett opp til 2-4 måneder på leveringstiden.

For Røssåga ble derfor delene sendt direkte til site fra bl.a. Italia, Kina, Japan, Tyskland og USA.

Røssåga TBM'en ble første gang montert i fabrikk i USA og har allerede blitt brukt på Island. Dette vil derfor være en delvis OFTA.

Røssåga er det første TBM-prosjektet i Norge som benytter transportbånd til uttransportering av masser. Massetransporten består av følgende steg:

1. Massen blir brutt og blir ved hjelp av gravitasjon og kutterhodet transportert over til TBM-transportbåndet.
2. Massen blir omlastet til et overføringsbånd som frakter materiale helt bak på backup for omlastning til tunnelbåndet.
3. Tunnelbåndet tar materialet ut i dagen gjennom, bl.a. gjennom adkomsttunnelen med stigning på 1/10 og kurveradius på $R=500$.
4. Tunnelbåndet går over i en fordeler (stacker) som distribuerer massen i mellomlagring før det kan transporteres til deponi med lastebiler.

Installert effekt (Hovedmotor)	300 Kw
Boostere	3* 150 Kw
Båndbredde	760mm
Båndhastighet	183 m/min
Maks. kapasitet	500 Tonn per time

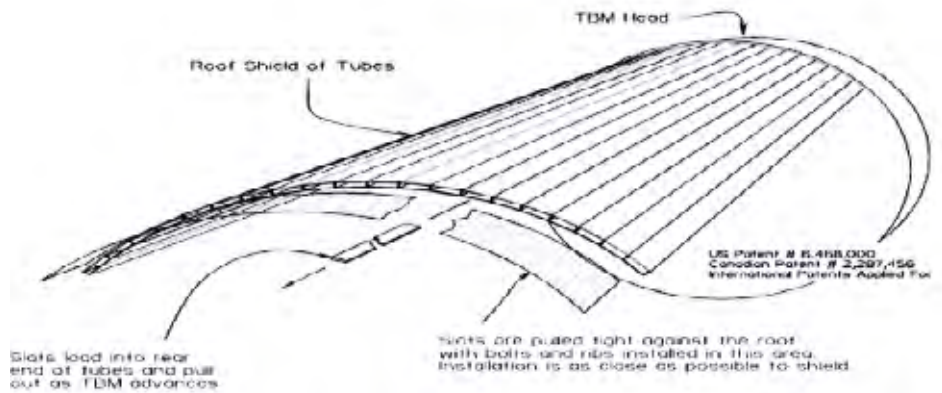
Tabell 3 Den tekniske spesifikasjonen på conveyorbeltet.

Bergsikring

Maskinen er installert med det følgende bergsikringsutstyret;

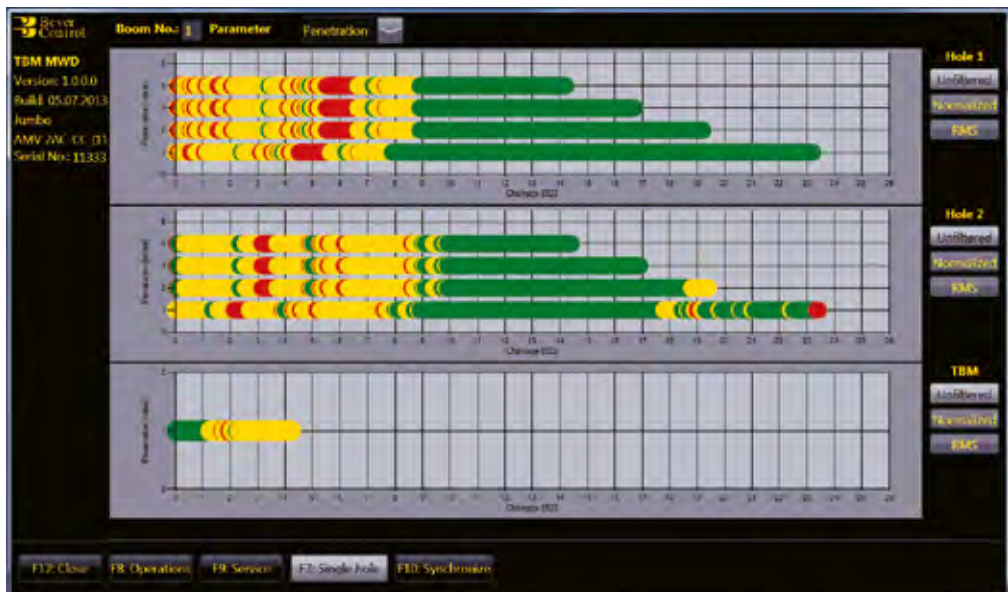
- Robbins' McNally system.
- 2 borhamre for bolting
- 1 (+1) borhammer for sonder- og injeksjonsboring
- Sprøytebetong i L2

Robbins' McNally system har de senere årene erstattet de tradisjonelle fingerskjoldene på åpne TBMer. McNally systemet består av utsparinger i det fremre skjoldet, som gjør det mulig kontinuerlig sikre med stålnett eller annet sikringsmatriell, uten å utsette arbeidere for usikkert berg.



Figur 6 Robbins McNally system.

For å effektivisere bolte- og sonderboringsprosessene ble det valgt separate borhamre for bolting og sonderboring. Sonderboringshamrene er levert av AMV og har i forbindelse med et forskningsprosjekt mellom Bever Control, Robbins, LNS og NTNU blitt instrumentert og blir levert med et spesialutviklet MWD-system for TBMer.



Figur 7 MWD til TBM.

I tillegg til konvensjonelle sprøytebetong bak TBM'en vurderes det også bruk av lettere mørtelløsninger umiddelbart bak det fremre skjoldet. Dette er enklere manuell system som kan benyttes til lett bergsikring eller temporær sikring.

HVORFOR BLE TBM VALGT FREMFOR KONVENSJONELL DRIFT?

1. Endring av tunnellengde. For Nedre Røssåga ble tverrslaget ved Tullavbekken kuttet ut. I tillegg ble svingetunnelen forandret. I Øvre Røssåga ble tverrslaget kuttet ut i sin helhet. Total besparelse i antall tunnelmeter ble som følger:

Nedre Røssåga:	700 m
Øvre Røssåga:	430 m

2. To tverrslag ble fjernet. Store besparelser med forskjæring, tilrigging av brakker, kontorer, verksted, lager etc. Mindre byggherrekostnader som tilrigging strøm, vann samt byggeplassadministrasjon.
3. Ingen deponi ved Tullavbekken.
4. Ingen behov for oppbygging av anleggsvei fra kraftstasjonsområdet til inntaket ved Stormyrbassenget. Heller ingen behov for vintervedlikehold av samme veg.
5. Ved bruk av fullprofilboring reduseres sikringsomfanget betydelig.
6. På grunn av reduksjon av tunneltverrsnittet til 60 % samt totalt sett mindre tunnellengde, reduserte det totale masseuttaket med ca. 310.000 pfm³!
7. Mindre utslipp av tunnelvann, CO₂, sprenggasser mm. Et formidabelt positivt CO₂-regnskap!
8. Ingen risiko for ras i eksisterende tunnel som følge av sprengning i ny tunnel.
9. Viktig å få TBM-kompetanse tilbake til Norge.

KONKLUSJON

Statkraft er en krevende byggherre som utfordrer entreprenørenes kreativitet. Fra tidligere vet vi at kraftutbyggingene har gitt rom for nye løsninger som har gjort at norsk tunnelteknologi regnes som «state-of-the-art». LNS så sammen med Robbins en meget god mulighet med Røssåga-prosjektet til å få TBM tilbake til Norge og få revitalisert vår tapte spisskompetanse på dette området. For Øvre og Nedre Røssåga er det riktig å si at bruk av TBM er dyrere pr. meter tunnel. Men på bakgrunn av ovennevnte punkter var bruk av TBM den beste og rimeligste løsningen for dette prosjektet.

**FAST-TUNN; ET FORSKNINGSPROSJEKT FOR ØKET EFFEKTIVITET PÅ
TBM-KUTTERE MED 25 %****FAST-Tunn; a research project to increase the TBM cutter efficiency with 25 %**

Stipendiat Solveig Vassenden, IGB NTNU

Sjefsforsker/ Professor II Eivind Grøv, SINTEF/ NTNU

SAMMENDRAG

Når vi ser verden under ett, er bruk av tunnelboremaskiner (Tunnel Boring Machine eller TBM) den foretrukne metoden å drive tunneler der. Anslagsvis 60-80 prosent av de tunnelene som bygges benytter TBM-metoden. I Norge har ikke TBM vært benyttet siden kraftverksutbyggingen i Meråker ble avsluttet tidlig på 1990-tallet. Utviklingen av TBM-teknologien har gått videre, med større maskiner og mer kraft. Når det gjelder kutterne og kutterstålet har ikke utviklingen vært like stor, og forskningsprosjektet *Future Advanced Steel Technology for Tunneling*, FAST-Tunn, ble startet der nettopp kuttere og deres levetid er definert som fokusområdet. Prosjektet består av partnere fra industrien, en offentlig byggherre og forskere knyttet til NTNU og SINTEF. I tillegg har prosjektet engasjert 2 stipendiater, ved hhv Institutt for geologi og bergteknikk og Institutt for bygg, anlegg og transport ved NTNU. Etter at prosjektet ble startet har det blitt kjent at TBM som drivemethode igjen skal benyttes på norske prosjekter, noe som gjør prosjektet enda mer aktuelt.

SUMMARY

Worldwide TBM is the preferred excavation method for tunneling. The use of TBMs is increasing, and we would expect that some 60-80% of all tunnels worldwide would be excavated by TBMs. Since the last hydroelectric power project in Meråker from 1990 to 1993, all tunnels in Norway are excavated by conventional drill-and-blast technology. The TBMs and the TBM technology have been continuously developed in line with upcoming challenges, but the development of the steel and the cutters have been a slower process. The research project *Future Advanced Steel Technology for Tunneling*, FAST-Tunn, was started with cutters and cutter steel as the main focus. FAST-Tunn involves a cluster of industrial partners, governmental bodies and academia/ research. In addition 2 PhD-students are associated with the project. After the FAST-Tunn project was started, two TBM-projects have been announced in Norway, actualizing the research project even more.

INNLEDNING

Bruk av TBM (Tunnel Boring Machine eller tunnelboremaskin) er den foretrukne metoden for å lage tunneler, når vi ser verden under ett. Anslagsvis 60-80 prosent av de tunnelene som bygges benytter TBM-metoden. I Norge har dessverre metoden ligget brakk siden drivingen av tunneler for kraftverksutbyggingen i Meråker ble avsluttet på første halvdel av 1990-tallet. Dette innlegget skal dog ikke diskutere godheten av ulike drivemetoder, men beskrive kort et spennende forskningsprosjekt som er under gjennomføring. Bakgrunnen for prosjektet ligger i den erfaring vi har med TBM-boring i Norge, der det totalt er drevet nært 260 km tunnel i

Norge med TBM. Historisk var TBM viktig for kraftverksutbyggingen i Norge frem til 90-tallet, og moderne TBM'er den gangen ble utviklet etter norske spesifikasjoner som en viktig bidragsyter til norsk tunnelbyggemetode. Spesielt må det påpekes her den utviklingen av TBM'er som ble hele bransjen til del for bruk i harde bergarter, nemlig High Performance-maskiner (HP-maskiner). Med HP-maskinene kom 19 tommer kuttere, og en økt matekraft til 32 tonn per kutter for å nevne noe. Norge som tunnelland var pådriver for den teknologiske utviklingen av Tunnelboremaskiner. Vi satte krav til at TBMene skulle være robuste nok til å tåle hardt, slitende norsk grunnfjell. Samtidig skulle de være konkurransedyktig på drivetid og kostnad.

TBM som drivemetode har så tatt flere steg fremover i teknologiutvikling i den tiden som tunnelnasjonen Norge sov i timen, maskinene er blitt større, mer fleksible og effektive. Utviklingen har derimot ikke gått like fort når det gjelder kuttere og kutterstålet som er i bruk. I dag er det noen TBM'er som utrustes med 20 tommer kuttere, mens stålkvaliteten er den samme som for flere ti-år tilbake. Her vil foreliggende prosjekt kunne bringe norsk kompetanse tilbake til en verdensledende posisjon igjen.

PROSJEKTET FAST-TUNN

For å bøte på den manglende teknologiutviklingen innen kuttere har man startet et fireårig forskningsprosjekt; *Future Advanced Steel Technology for Tunneling* (FAST-Tunn) der stål og kuttere er i fokus. Forskingen er rettet spesielt mot utvikling av TBM-kuttere og forståelsen av grensesnittet mellom roterende TBM-kuttere i stål og bergmassen. Den generiske kunnskapen som vil fremkomme gjennom forskningen er også relevant for all kontakt mellom materialene berg-stål, forståelsen om dette grensesnittet er styrende for om TBM som drivemetode i et tunnelprosjekt skal bli en suksess eller ikke. Prosjektet har som utgangspunkt at dette også kan være noe som bringer norsk tunnelteknologi generelt og bruk av TBM spesielt et godt stykke fremover.



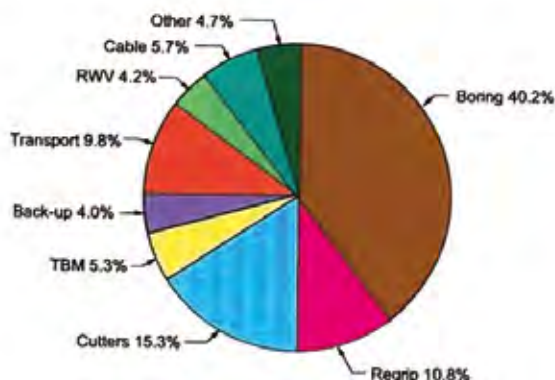
Figur 1: Prosjektet FAST-Tunn har fokus på TBM-kuttere (venstre side) og Tribologilaboratoriet (høyre side)

Prosjektet har en ramme på ca. 30 mill NOK. Av disse dekker Norsk forskningsråd (NFR) 10,5 mill NOK. I tillegg kommer 7 mill NOK som dekkes av industripartnere, en offentlig byggherre, og egeninnsats fra partene i prosjektet. Industripartnerne er Robbins, BASF, BMS og Scana Steel Stavanger, og Jernbaneverket er med som eneste offentlig byggherre. I tillegg er NTNU (IGB og IBAT), SINTEF Raufoss samt SINTEF-instituttene Materialer & Kjemi og SINTEF Byggforsk med på prosjektet hvor Eivind Grøv er prosjektleder. Prosjektet er søkt utvidet ved at entreprenørbedriften LNS som nå starter opp TBM-driving for Røssåga vannkraftprosjekt er invitert med i folden, og det samme er det tyske firmaet Babendererde.

Sistnevnte utvikler systemer for håndtering og systematisering av de store mengdene produksjonsdata som kan hentes ut fra en TBM under boring og som gir informasjon om maskinens utnyttelse og yteevne.

Målet er å øke forståelsen av, og å dokumentere, det som fysisk skjer i grensesnittet mellom stålet i TBM-kutterne og det geologiske materialet. Deretter skal det søkes etter forbedringspotensial i forhold til type stål som benyttes og hvordan kutterne produseres og utformes. Prosjektet har nå identifisert en første prototype på stål som skal testes. Det er en målsetting å produsere kuttere som vil gi en øket effektivitet på 25 prosent i forhold til dagens kuttere. Anvendelse av skum i forbindelse med slik levetidsøkning er også svært interessant å dokumentere.

Tradisjonelt har TBM'er en boretid på 40-45 prosent av total tilgjengelig tid, se figur 2. De resterende 50 til 60 prosent av tiden går med til en rekke andre oppgaver, herunder omtrent 15 prosent til bytte av kuttere. Dette er for mye. En reduksjon i tiden som går til å bytte kuttere vil gi økt boretid, og dermed også økt produksjon. Dersom man øker kutterlevetiden med for eksempel 10 prosent på Follobane-prosjektet, vil det gi en besparelse på 20-25 mill. kroner kun knyttet til forbruk av kutterne. Legger man til tidsbesparelsen vil det ligge ytterligere en besparelse på rundt 125 mill. kroner. Dette gir perspektiver. Det kan også gi ny aktivitet til norsk stålindustri, nemlig å levere TBM-kuttere med avansert stålteknologi til en stor industri på verdensbasis. Dette er naturligvis hovedargumentet stålindustrien har for å være med i prosjektet. Leveranse av kuttere til det globale markedet kan gi betydelige volum i fremtiden.



Figur 2. Tidsfordeling på en typisk TBM for 'hard-rock'

Prosjektet startet med å anvende og utvikle numerisk modellering for å demonstrere hva som skjer i grensesnittet mellom det geologiske materialet og kutterstålet. I tribologi- og borbarhetslaboratoriene på SINTEF / NTNU vil det kjøres småskala slitasjetester. Videre er planene å utvikle en mellomskala testmaskin og teste de første prototypene av nye kuttere. Dette vil sannsynligvis bli en såkalt SBU (Small Boring Unit) produsert av Robbins som vi vil plassere i et steinbrudd i nærheten av Trondheim og kjører tester av prototyper på. Det positive ved en slik SBU er at den benytter 6,5 tommer kuttere. Vi er også i kontakt med et laboratorium i Korea der vi skal kjøre tester i en Linear Cutter Test med fullskala kuttere, og på granittblokker fra Iddefjord. Avslutningsvis skal de valgte kutterne benyttes i prosjekter der Robbins har TBM-maskiner i drift, og testes i drivefasen. Mest trolig går ferden til det

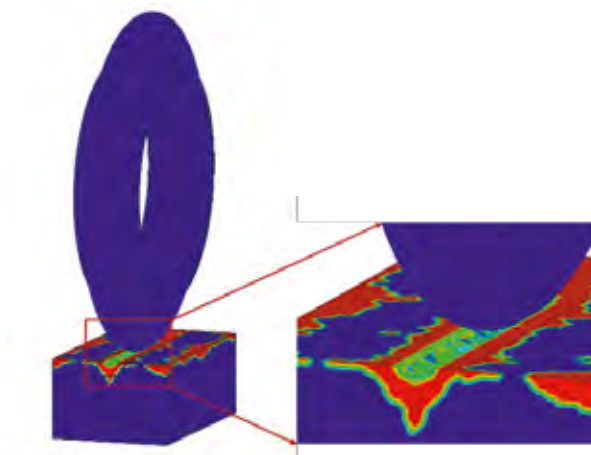
indiske prosjekt Alimineti Madhava Reddy der to Robbins- TBM'er driver en 45 km lang vanntunnel. Bergartene der er relativt like de norske. I tillegg er det som tidligere nevnt etablert kontakt med LNS og prosjektet Røssåga som skal starte TBM-driving i løpet av 2013, også det med en Robbins-maskin. Avslutningsvis i prosjektet vil vi evaluere hvilken betydning dette har for den videre utviklingen av NTNUs Prognosemodell. Denne modellen benytter som grunnlag SINTEF/NTNU sine borbarhetsindekser som er fremkommet ved våre felleslaboratorier og som etter hvert er blitt en standard i tunnelindustrien verden over, eksemplifisert ved det varemerkede DRITM. Tunnelboreoperasjoner i harde bergarter karakteriseres av lave penetrasjonshastigheter, stor slitasje på utstyret (stålet) og hyppig bytte av kutteringer. Alt dette driver effektiviteten ned og kostnadene i været. Derfor er det viktig å minimalisere slitasjen på borestålet. Dertil er det av betydning å kunne forutsi problemer i planleggingsstadiet, og her har NTNU utviklet en egen empirisk prognosemodell, og hvor det også er et potensial for forbedringer gjennom dette prosjektet.

Hele den samlede verdikjeden som her er beskrevet utgjør en kompletthet som er unik.



Figur 3: SINTEF/NTNU borbarhetslaboratorium er sentralt i FAST-Tunn

Kort fortalt har forskningsprosjektet således to hensikter. Den ene er å utvikle mer effektive systemer for boring med TBM, den andre er å forbedre prognosemodellene for tunneloperasjoner. Basis er forståelsen av grensesnittet mellom de to materialene og bruddmekanismene. Det er helt nødvendig å forstå hva som foregår i grensesnittet mellom det geologiske materialet og borematerialet. De har hver på sin side sine helt spesielle egenskaper, og det er interaksjonen mellom dem vi må ha god kunnskap om.



Figur 4: Numerisk modellering for å forstå bedre grensesnittet mellom berg og stål

Vi har engasjert 2 PhD-stipendiater i prosjektet, Javier Macias og Solveig Vassenden. Sistnevnte har supplerende finansiering fra NFF's utdanningsfond. I tillegg har vi en tredje PhD-student knyttet til prosjektet, men vedkommende har egen finansiering utenfor prosjektet. Hans oppgave bærer teksten "Numerical modelling of rock breaking of hard rock in TBM tunnelling". For tiden er det dermed 5 studenter ved NTNU (IGB/ IBAT) som har PhD-oppgaver relatert til TBM. Dette er enestående og vi vil forhåpentligvis være et av mange bidrag til at Norge igjen melder seg på igjen som en betydningsfull nasjon innen TBM-boring og en driver for teknologiutvikling.

HVA ØNSKER DELTAKERNE Å OPPNÅ MED FAST-TUNN?

Alle deltagende firmaer har sine ambisjoner for utfallet av prosjektet. Robbins ønsker nye kvaliteter på kutterstål og også nye/alternative leveranser av kuttere. BASF produserer antiabrasjonsprodukter og ønsker å få effekten av disse produktene dokumentert. BMS og SCANA Steel ønsker å benytte sin materialkunnskap til å levere kuttere til tunnelbransjen og skape nye markeder, og Jernbaneverket står foran store utbygginger der TBM allerede er den foretrukne drivemetode (Follobanen) og andre der TBM har potensial for å bli det samme. NTNU og SINTEF står for forskningsinnsatsen i prosjektet.

Vi er av den oppfatning at dette prosjektet vil kunne frembringe ny kunnskap, nye produkter og forbedret forståelse for en boremekanisme som vil bringe TBM til nye høyder i Norge, og kan hende bringe fagmiljøet vårt til fremste rekke (igjen) også når det gjelder TBM. FAST-Tunn er ikke minst relevant når det nå er blitt tidsriktig å vurdere TBM som alternativ og mulig drivemetode tilgjengelig i bransjen for tunnelprosjekter i Norge.

Styrken i dette prosjektet er at gjennom SINTEF/NTNU er det involvert forskere langs hele verdikjeden som må til for å forstå hvordan boringen fungerer og hvordan slitasjen på boreverktøyet oppstår. Prosjektet gir en enestående anledning til å lære mer om de grunnleggende prosessene som påvirker slitasje på stålverktøyet, samt utvikle nye materialkvaliteter som kan gi økt kutterlevetid og forbedret penetrasjon. Kan hende ser en ny kuttering dagens lys tuftet på våre forskningsresultater. Antiabrasiver som blir mer og mer vanlig kan ha betydning på stålets kvalitetskrav og kutternes utforming. Derfor er det viktig for dette prosjektet at BASF er involvert med kunnskap og materialer knyttet til slitasje av

borverktøy. Vår ambisjon er å dokumentere effekten av slike produkter som blir mer og mer vanlig på tunnelprosjekter verden over.

Prosjektgruppen består av medarbeidere som forstår det geologiske materialet og andre som forstår materialeegenskaper. Atter andre er eksperter på numerisk modellering. Ikke minst kan prosjektet hvile seg på ekspertise som har drevet med slitasetester i flere tiår. Det er på disse feltene vi må lære mer og forhøye kunnskapsnivået.

For stålprodusentene som er involvert vil det kunne gi de det fortrinnet som gjør at de kan komme inn på verdensmarkedet for levering av neste generasjons kuttinger. SINTEF og NTNU vil også dra fordel av å bli flinkere til å forstå slitasje på stål og bruk av antiabrasiver i boreoperasjonen. Prosjektet totalt sett er unikt og alle involverte ser med spenning fremover mot de resultatene som vil komme som et resultat av arbeidet som pågår i FAST-Tunn.

PHD-ARBEIDER KNYTTET TIL FAST-TUNN

Det er som tidligere nevnt to stipendiater knyttet til prosjektet FAST-Tunn, gjennom hhv IGB og BAT. Solveig Vassenden (*solveig.vassenden@ntnu.no*) var ferdig utdannet ingeniørgeolog fra NTNU våren 2010, og har jobbet for Multiconsult i Trondheim frem til september 2012 da hun begynte på NTNU.

Tittelen på oppgaven er "Mechanical properties of geological material influencing abrasion of cutter steel for TBM-boring", og hovedmålet for hennes arbeider er å øke forståelsen for hva som skjer i berget når det utsettes for belastningen fra TBMen, samt undersøke eventuelle endringer ved ulike hastigheter. Deloppgaver på veien er:

- Innsamling av kjerneprøver fra stuff etter at det er boret med ulik hastighet ved pågående TBM-prosjekter.
- Kartlegge og analysere sprekker i kjerneprøvene og sammenligne disse med eksisterende teorier om oppsprekking.
- Utvikle en modifisert punktlasttest med kutterformede punkter og tidsstyrt pålasting for å etterligne boreprosessen.
- Teste med ulik varigheten av pålastingen skal variere for å imøtekomme ulike hastigheter på TBMen.
- Teste med ulike kutterformer og ulike ståltyper.
- Kartlegge og analysere sprekker i prøver fra laboratorietesting, og sammenligne disse med oppsprekking i kjerner fra stuff.
- Sammenligne resultatene fra den modifiserte punktlasttesten med resultater fra den standardiserte testen.
- Etablere en 2D numerisk modell for bergbrytning under kutter, og korreler med resultatene fra laboratorietesting og prøvene fra pågående prosjekter.

Med Robbins med på laget muliggjør det en enestående anledning til å frembringe data fra en rekke ulike prosjekter verden rundt. Robbins stiller sine anlegg til disposisjon for prosjektet slik at i praksis betyr at TBM'er i produksjon kan stoppes for prosjektets del.

Javier Macias (javier.macias@ntnu.no) ble uteksaminert fra *Polytechnic University of Madrid* i 2006 med mastergraden Mining Engineering. Han har siden jobbet med gruver og tunneler for Rio Narcea Recursos, E.T.S.O , FCC Construction, og Proacon Mexico.

Tittel på oppgaven er "Estimation of TBM Performance and Tool Life", og hovedmålet for hans arbeider er å oppdatere og utvide NTNUs prognosemodell. Deloppgaver på veien er:

- Innsamling av felldata for TBM boring i «hard rock».
- Geologisk kartlegging fra innsiden av drevne tunneler.
- Testing av bergarter og kutterringer fra aktuelle prosjekter.
- Kvantifisere effekten av antiabrasiver.
- Testing av aktuelle nytt kutterstål og nye kutterdesign i felt.
- Analyse av slitasjeprosessen gjennom kjente laboratoriemetoder.
- Vurdere om nye faktorer skal inkluderes i NTNUs prognosemodell.
- Oppdatere datagrunnlaget for NTNUs prognosemodell med data fra nyere prosjekter.
- Evaluere og inkludere bruk av antiabrasiver.
- Utvide NTNUs prognosemodell slik at behovet for større TBM-diametere, utforing med betongelementer og svakhetssoner imøtekommes.
- Utvikle en ny slitasjetest som er mer lik den reelle slitasjeprosessen for å forutsi slitasje på kuttere.

Prognosemodellen er i bruk verden over og sammen med borbarhetsindeksene fra SINTEF/NTNU sitt felleslaboratorium utgjør dette et kraftfullt verktøy for tids- og kostnadsprognoser. Prognosemodellen er imidlertid ikke oppdatert siden Amund Bruland gjorde sin doktoravhandling på temaet. En oppdatering nå vil derfor gi den en forbedret tilpasning til ny teknologi og metodeutvikling.

AVSLUTNING

Det er et behov for å kompensere for utviklingen av TBM-teknologi med et nytt kutterstål for å fult ut utnytte kapasiteten i dagens TBMer til bergbrytning i grensesnittet mellom berg og stål. De to viktigste målene i FAST-Tunn er 1) å utvikle mer effektivt system for boring i 'hard rock' med kuttere for TBM, og 2) forbedre NTNUs prognosemodell slik at den kan gi mer korrekte prognoser for tunnelprosjekter i Norge. Det målbare er å utvikle mer effektive kuttere med en 25 % økning i kutterlevetid. For å nå dette er vi avhengig av å ta hensyn til tverrfaglig kompetanse, og både løse og dokumentere de rådende grensesnitt og interaksjoner gjennom verdikjeden av teori, laboratorietesting, numerisk modellering og fullskala testing.

Den empirisk prognosemodellen vil følge opp resultatene av denne utviklingen, og gjenspeile utviklingen i form av å forbli et verktøy for forutsigbarhet på pris og tid. Produksjon av kuttere med forlenget levetid vil også ha en gunstig miljøpåvirkning, siden produksjonen, raffinering og varmebehandling av stål er en energikrevende prosess. Dagens teknologi med hensyn på utvikling av kjemikalier som gir en jevnere berg-stål samhandling vil bidra til ytterligere besparelser og forbedringer, og som sådan utgjøre en viktig del av TBM-teknologi utviklingen.

UTFORDRINGER I DAGEN – LØSNINGER I GRUNNEN**Challenges above surface – Underground solutions**

Landskapsarkitekt Morten Klokkeveen, prosjektleder Jernbaneverket
Sivilingeniør Nina Rongved, byggeleder Jernbaneverket

SAMMENDRAG

Etter føringer fra Nasjonal transportplan 2010-19 ble det utarbeidet en høyhastighets jernbane med stasjon i fjellet med 2 innganger fra Holmestrand by. Et samarbeidsprosjekt mellom Vestfold fylkeskommune, Holmestrand kommune og Jernbaneverket gir stasjonen en tredje inngang med en heis mellom øvre og nedre terrengnivå for Holmestrand by.

Stasjonsentreprisen består i tillegg til den mye omtalte fjellhallen også av en rekke andre elementer som gir anleggstekniske utfordringer og spennende løsninger i grunnen. De to adkomstene etableres i områder med dårlige grunnforhold som krever stabiliseringstiltak i form av kalk-sementpeler og spunt. Trappe- og heissjakter, rømningstunneler, ramper og teknisk kjeller krever forsiktig sprengning og tilpasset sikring.

Ny dobbeltsporet høyhastighets jernbane med stasjon i fjell vil gi Holmestrand gode muligheter til økt vekst som følge av økt bo- og arbeidsområde med kortere reisetider både mot Oslo og Grenland. En jernbane og stasjon i fjell som frigjør areal i sentrum, et effektivt kollektivknutepunkt sammen med fjellheisen bidrar til å gjøre Holmestrand mer attraktiv.

SUMMARY

Following guidelines from “Nasjonal transportplan” 2010-19 there were prepared a highspeed railway with a station underground, with 2 entrances from the city of Holmestrand. A collaboration between Vestfold county, Holmestrand municipality and the National railway authority, establishes a third entrance with an elevator between the lower and upper level in Holmestrand city.

In addition to the large cavern, the contract “Stasjonsentreprisen” also includes a number of other elements that provide technical challenges and exciting solutions in the ground. The two access tunnels established in areas with poor soil conditions require stabilization measures in form of lime-cement piles and sheet piles. Stair and elevator shafts, escape tunnels, ramps and technical basement requires careful blasting and tailored rock-support.

The new double track high-speed railway with the underground railway station gives Holmestrand great opportunities for increased growth as a result of a bigger living- and working-area, with shorter travel distance and time to both Oslo and the Grenland area. A railway and a station underground that gives more free space on the surface in the city centre, an effective public transport hub together with the elevator helps make Holmestrand a more attractive city.

1. INNLEDNING

Prosjektet Holm-Holmestrand-Nykirke er sammen med Farriseidet–Porsgrunn to av flere store jernbaneinvesteringer på Vestfoldbanen de nærmeste årene. Denne artikkelen skal i første omgang beskrive Holm-Holmestrand-Nykirke, med fokus på de utfordringer, muligheter og løsninger som prosjektet har rundt stasjonen i Holmestrand. For å sette denne delen av prosjektet i et perspektiv så beskrives innledningsvis de planer som er gjennomført og er planlagt gjennomført på hele Vestfoldbanen. Fra forslaget til Nasjonal transportplan for perioden 2014-23 kan vi lese følgende om de kommende prosjektene på Vestfoldbanen:

“Når disse prosjektene står ferdig, gjenstår det kun to enkeltsporparseller mellom Oslo og Tønsberg: Nykirke – Barkåker og Drammen – Kobbervikdalen. For å øke tilbudet på IC-togene til halvtimesfrekvens på den mest trafikkerte delen av Vestfoldbanen (Oslo – Tønsberg) må i første omgang minst ett av disse prosjektene fullføres. Innen utgangen av 2024 skal begge parsellene ferdigstilles. Sammenhengende dobbeltspor til Tønsberg vil gi ytterligere redusert reisetid og en vesentlig mer driftssikker og robust togtrafikk. Når pågående prosjekt og prosjektene som startes opp i planperioden er ferdigstilt, vil reisetiden med IC-tog mellom Oslo og Tønsberg reduseres med om lag 20 minutter. Sammenhengende dobbeltspor til Tønsberg vil, sammen med det pågående prosjektet Farriseidet – Porsgrunn, gi en reisetidsreduksjon på om lag 35 minutter på strekningen Oslo – Grenland. Reisetidene er beregnet for fullstoppende IC-tog. Reisetidene vil kunne bli ytterligere redusert med ekspressavganger med færre stopp.

Neste trinn i utviklingen av Vestfoldbanen etter at byggingen av sammenhengende dobbeltspor til Tønsberg er ferdig innen utgangen av 2024, er å bygge tilstrekkelig kapasitet sør for Tønsberg slik at det kan tilbys halvtimesfrekvens gjennom hele driftsdøgnet til/fra Skien. For å få til dette må det bygges kryssingsspor eller dobbeltsporparsell mellom Tønsberg og Larvik. Dette skal stå ferdig innen utgangen av 2026. Strekningen mellom Larvik og Grenland er allerede under bygging. Den skal stå ferdig i 2018 og er en sentral forutsetning for en slik tilbudsforbedring.

Regjeringen legger i utgangspunktet til grunn at videre planlegging av InterCity-strekningene til Halden, Lillehammer og Skien skal ta sikte på ferdigstilling i 2030. Endelig framdriftsplan for den videre utbyggingen vil bli sett i lys av de utredninger som regjeringen vil sette i gang om gods- og persontransport på det sentrale Østlandsområdet, bl.a. kapasiteten i jernbanesystemet inn mot og gjennom Oslo. Jernbaneverket skal utarbeide en utbyggingsstrategi for IC-strekningene som vil gi et viktig grunnlag for videre planlegging og framdrift.”

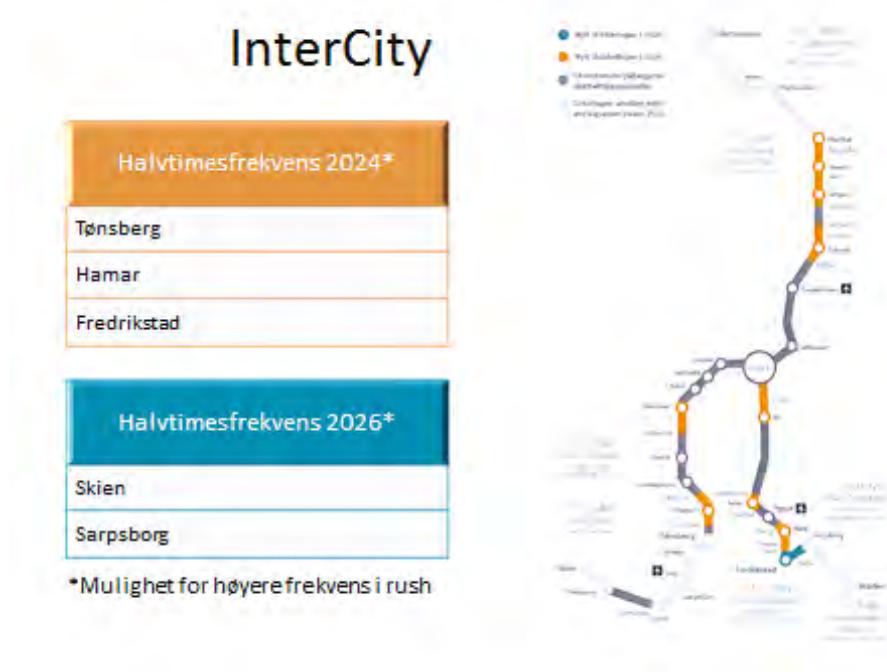


Fig 1 – Prosjekter på IC-nettet rundt Oslo i NTP 2014-23

Et kort historisk tilbakeblikk

7. desember 1881 åpnet det som i dag utgjør store deler av Vestfoldbanen klar på strekningen Drammen-Larvik. Det er en betydelig tidsreise mellom “Grevskapsbanen” til dagens hektiske byggeaktivitet på Vestfoldbanen. Imidlertid kan vi ikke konkurrere med 1800-tallets byggetempo - det tok kun fem år å bygge 138 km jernbane med 99 broer og 19 tunneler på strekningen Drammen-Skien!

Planlegging av en modernisert jernbane gjennom Vestfold startet tidlig på 1990-tallet. Fylkesdelplan for nytt dobbeltspor forelå i 1992 og i etterkant utarbeidet Jernbaneverket utbyggingsplaner for de ulike parsellene. Vestfoldbanen ble inndelt i tolv parseller og utbyggsrekkefølgen ble bestemt ut ifra hvor stor effekt den enkelte parsell har for dagens togtrafikk. Ved å modernisere de parsellene som gir økt kapasitet for togtrafikken fjernes flaskehalsene.

Den første parsellen er dobbeltsporet mellom Kobbervikdalen og Holm like sør for Sande. Dette dobbeltsporet er 17,5 km og stod ferdig i 2001. Året etter ble krysningssporet ved Nykirke ferdigstilt. Dobbeltspor Barkåker – Tønsberg åpnet for trafikk i 2011. Prosjektet har en total lengde på 7,7 km.

Farriseidet – Porsgrunn

Prosjektet Farriseidet - Porsgrunn består av 23,5 km dobbeltspor - 14,5 km går i til sammen syv tunneler og over fem bruer. Prosjektet er unikt ved at det alene reduserer reisetiden med

om lag 22 minutter, fra dagens 34 minutter og ned til bare 12 minutter mellom Larvik og Porsgrunn. Kostnadsrammen for prosjektet er ca. 6,35 mrd kr.

Holm – Nykirke

Dagens 16,7 km lange jernbane fra Holm, gjennom Holmestrand og frem til Nykirke kryssningsspor, er den strekning med dårligst geometrisk og teknisk standard på hele Vestfoldbanen. Nytt dobbeltspor på strekningen vil gi både redusert reisetid, økt kapasitet og punktlighet, samt redusere vedlikeholdsbehov knyttet til fjellskjæringer med rasfare og dårlige grunnforhold i dagens trase langs Holmestrandsfjorden. Byggestart var sommeren 2010 og planlagt ferdigstillelse er høsten 2016. Kostnadsrammen er 5,45 mrd. Kr.

2 PLANPROSESSER FOR NY HOLMESTRAND STASJON

2.1 Stasjon i dagen

Godkjent hovedplan for nytt dobbeltspor Holm-Nykirke, parsell 5 på strekningen Drammen – Skien, forelå i melding for hele Vestfoldbanen i 1992. Reguleringsplan for parsellen gjennom de tre berørte kommunene Re, Holmestrand og Sande, ble godkjent våren 2009.

Dobbeltsporstrekningen ble planlagt utbygd i to etapper med to lange tunneler – en på hver side av Holmestrand stasjon, parsell 5.2 Holm-Holmestrand og parsell 5.3 Holmestrand-Nykirke.

Strekningen fra Holm til Holmestrand knytter seg til dobbeltsporet ved Holm, sør for Sande, og inkluderer den 6,4 km lange Ramberg tunnel som munner ut rett nord for Holmestrand stasjon. Det ble planlagt et midlertidig spor til eksisterende Holmestrand stasjon og eksisterende linje sørover i påvente av at resten av strekningen til Nykirke bygges ut. Ny stasjon var planlagt i deler av dagens vegbane (Fv313) rett ved det nordre utløpet av Holmestrandstunnelen. Fra Holmestrand til Nykirke var banen planlagt å gå langs Holmestrand kirke i en betongkulvert før den går inn i Grette tunnel som er 5,45 km lang og kommer ut på Fegstad der det knytter seg på eksisterende kryssningsspor på Nykirke.

2.2 Stasjon i fjell

Det var flere ulemper med den opprinnelige løsningen som hastighetsbegrensninger på 130 km/t over stasjonen, kravet til beredskapsveg for E18, nærføring til Holmestrand kirke. I tillegg er det svært dårlige grunnforhold i stasjonsområdet som ville innebære omfattende kalk-sementstabilisering. Nærheten til Holmestrandsveggen med behovet for tung sikring av den rasutsatte fjellveggen var også medvirkende til beslutninga.

Jernbaneverket ble via Stortingsmelding nr. 16, Nasjonal Transportplan 2010 – 2019, bedt om å revurdere traséføringen forbi Holmestrand. Hensikten er å legge til rette for at tog kan passere i høyere hastighet enn det de foreliggende planer legger opp til og derav etablere et forbedret trafikknutepunkt.

Jernbaneverket startet opp en planprosess med sikte på å tilpasse traséen til en dimensjonerende hastighet på 250 km/t. Utfra gjeldene geometrikrav betød det at nye Holmestrand stasjon måtte flyttes inn i Holmestrandfjellet. Løsningen innebærer at stasjonen i Holmestrand trekkes inn i fjellet og at det blir en sammenhengende fjelltunnel på 12,3 km.

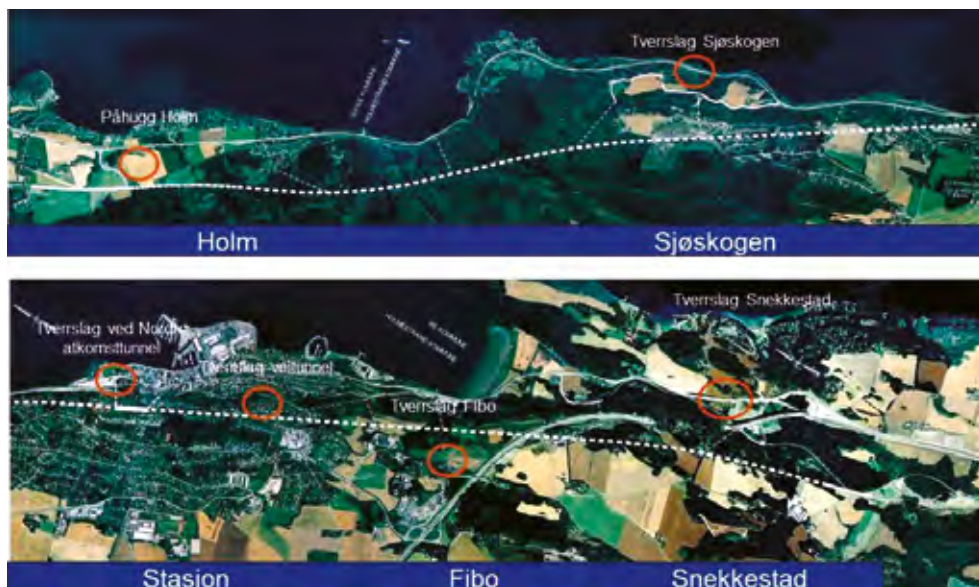


Fig 2.1 Nytt dobbeltspor Holm - Nykirke. Linje, entrepriser og angrepspunkt for tunneldriving

Løsning for stasjon i fjell i Holmestrand er planlagt lagt inn i fjellet rett vest for eksisterende stasjonsområde så nær Holmestrandveggen som mulig og med to utganger, én til dagens stasjonsområde og én til området ved den nedlagte Politistasjonen. Holmestrand stasjon vil få fire spor, to gjennomgående spor i midten der maksimal hastighet er 250 km/t, samt et spor på hver side for stoppende tog. Hallen blir totalt 35 m bred og 16 m høy – brutto profil er på hele 487 m².

Hovedhallen blir 250 m lang for etablering av plattformer på hver side. I tillegg blir det en avtrapping i hver ende for å ivareta trykk/sug-krefter som innebærer at det blir en total lengde inkludert trompeter på 860 m. Normalt sprengningsprofil for dobbeltsporstunnelen er 133 m².

For mer inngående kunnskap om prosessen omkring valg og utforming av stasjonen anbefales det forelesningsmanus 15 "Holmestrand stasjon fra visjon til virkelighet" til Fjellspregningsdagen 2011 av prosjektdirektør Stine Undrum.

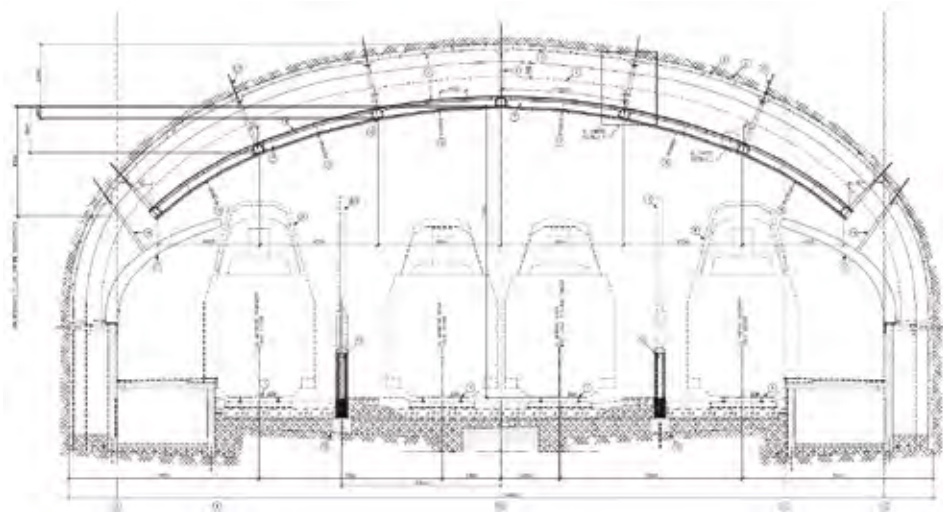


Fig 2.2 Tverrprofil stasjonshall

2.3 Fjellheisen

Holmestrandstads topografi med 70-80 meter høydeforskjell mellom byen under fjellet til platået der største deler av befolkningen bor har medført at ønsket om en heis mellom terrengnivåene i byen har eksistert i mange år. Det har vært mange ideer og forprosjekter som har utredet ulike løsninger. Forslagene har bestått av heis inne i fjellet til ulike løsninger på utsida av fjellet med ulike utsiktsmuligheter utover Holmestrandsfjorden.

Holmestrand stasjon i fjell ble ikke planlagt med heis til toppen av fjellet, da dette verken var en del av prosjektets mandat eller kom fram under reguleringsplanarbeidet med stasjonen i fjell. Arbeidet med å utrede og planlegge en fjellheis som skal fungere både som atkomst til stasjonen og mellom nivåene i byen startet i 2011 og endelig vedtak kom i 2013.

Prosjektet ble initiert av Vestfold fylkeskommune og Holmestrand kommune. Prosjektet finansieres i et spleiselag mellom Jernbaneverket, Fylkeskommunen og kommunen, der Jernbaneverket og Fylkeskommunen betaler investeringa, mens kommunen har ansvar for grunnnerv og framtidig drift og vedlikehold. De totale kostnadene for heisen er stipulert til 48 mill kr.



Fig. 2.3 - Heis fra "fjellet" – stasjonens 3.atkomst

3 LØSNINGER I GRUNNEN - ANLEGGSGJENNOMFØRING

3.1 Stasjonshallen

Stasjonsentreprisen UHN 04 omfatter totalt 2.370 meter tunnel, hvorav 866 meter drives med utvidet tverrsnitt for stasjonshallen. Utførende entreprenør er Skanska Norge AS.

3.1.1 Adkomst og driveretninger

Anleggsadkomst til hallen og tunnelen for øvrig foregår via to tverrslag – kalt R7 i nord og R9 i syd. Begge disse tverrslagene ligger med adkomst fra fv.313 – og det sørligste (R9) er drevet innenfra eksisterende vegtunnel, Holmestrandtunnelen.

Fra begge tverrslagene er det drevet i to retninger i ulike tverrsnitt. Drift fra R7 mot syd i fullt stasjonstverrsnitt (opp mot 500m²) og mot nord i avtagende tverrsnitt, “populært kalt” trompeten, fra 500m² ned mot normalt tverrsnitt for dobbeltsporet jernbane (133m²). Drift fra R9 mot nord via den andre trompeten m/svakhetssonen og inn i stasjonstverrsnittet, og mot syd i normalt profil.



Fig.3.1 Adkomst og driveretninger for stasjonsentreprisen

Selve stasjonshallen er tatt ut med en fem-delning av tverrsnittet. Først ble galleriet drevet ut med en tredeling av tverrsnittet – en pilot og to etterfølgende strosser. Etter gjennomslag drives bunnstrossen med en todeling – dette som vist i skissen under

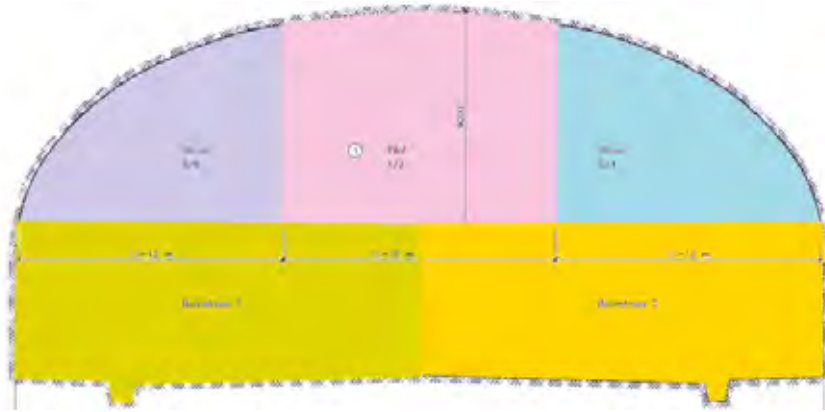


Fig.3.2 Oppdeling av tverrsnittet

3.1.2 Sikring

Stabilitetssikring i stasjonshallens tak og vegger er minimum 20 cm fiberarmert sprøytebetong og systematisk bolting med senteravstand 2,2 meter – typiske boltelengder 6, 8 og 12 meter.

Boltene var planlagt kun endeforankret på stoff med etterfølgende gysing når boltene var 90 meter bak stoff. Grunnet begrensninger i forhold til type bolter på markedet og utganger fra injeksjonsarbeidene via boltehullene, ble det besluttet at alle bolter skulle gyses på stoff.

Benyttede 12-meters bolter ble spesialutviklet av Ørsta for dette prosjektet. Etter noen justeringer av gysesystem og ekspansjonshylser har denne boltene fungert svært godt.

Grunnet ulike spenningsforhold nord og syd for svakhetssonen er det benyttet noe ulike boltelengder i snittet for å sikre en antatt størst mulig opptredende kile i østre vederlag.

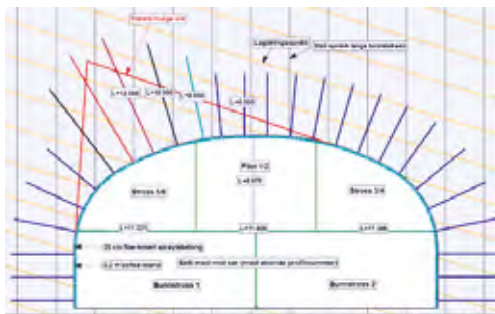


Fig.3.3 Typisk sikring nord og syd for svakhetssone

3.1.3 Injeksjon

Det er utført systematisk injeksjon i stasjonshallen med skjermer for hver 10.meter i galleriet. Det er her også injisert i berg tilhørende bunnballen som senere sprenges bort, samt i stoffen (innenfor sprengningsprofilen i galleriet). Nye skjermer er utført før sprengning av bunnballen.

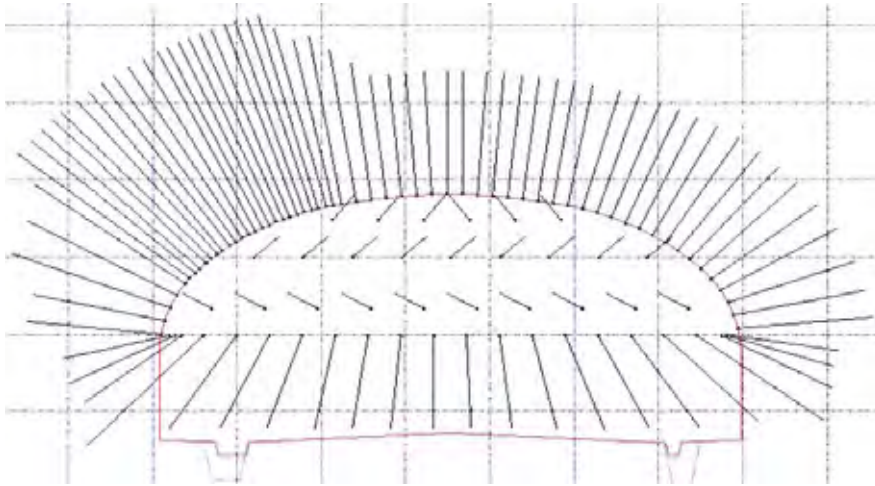


Fig.3.4 Typisk skjerm fra gallerinivå

For hele stasjonsentreprisen – uavhengig av tverrsnitt – er tetthetskravet satt til 5 l/minutt/100 meter. Basert på en måling etter to ukers stillstand i sommerferien 2013, samt besiktigelse av fukt/drypp, er dette målet nådd. Det er heller ikke registrert poretrykksendringer eller setninger på bebyggelse.

Det vellykkede resultatet er basert på bruk av sementbaserte injeksjonsmidler – i all hovedsak industrisement, samt høye trykk opp mot 80 bar.

Det ble imidlertid benyttet mikrosement, redusert trykk og spesialtilpassede skjermer ved forsering av svakhetssonen.

3.1.4 Svakhetssonen

Svakhetssonen var planlagt drevet i nordlig retning fra tverrslag R9 ved omfattende oppdeling av tverrsnittet. Den sentrale delen av svakhetssonen var antatt å være ca. 15 cm tykk, steil og med retning omtrent nord-syd. Utførte kjerneboringer viste også dårlig bergmasse utenfor den sentrale sonen slik at spesialtilpasset driving og sikring ble antatt nødvendig for en strekning på drøyt 100 meter.

Driving gjennom sonen ble antatt å kunne utføres ved sprengning med opptil 9 delinger av tverrsnittet. I tillegg ble det gitt åpning for at deler kunne tas ut ved hjelp av pigging eller bruk av road-header.

I tillegg til forsiktig sprengning var det lagt opp til omfattende sikring av de ulike tverrsnittene med midlertidige gitterdragere, forbolter og sprøytebetong.

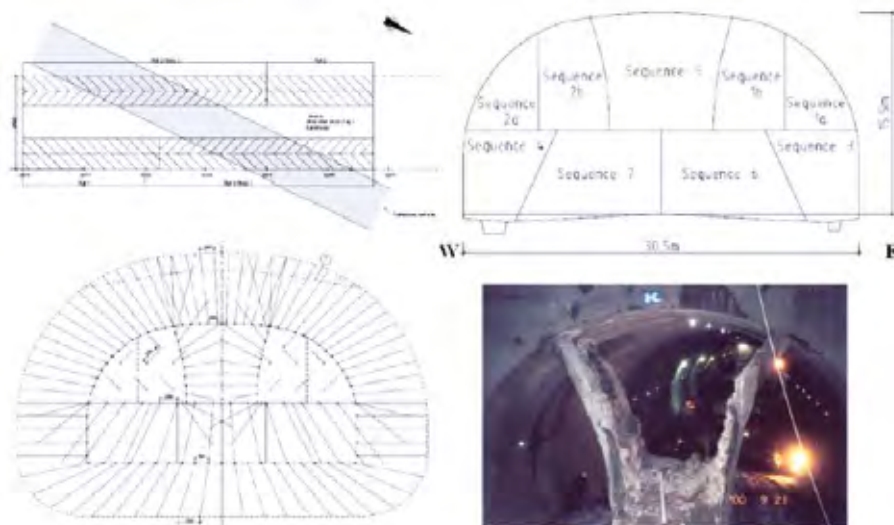


Fig. 3.5 Planlagt/prosjektert drift gjennom svakhetssonen

Når stoffen stod ca.25 meter fra antatt start på svakhetssonen, ble to nye kjerneborhull boret inn i sonen. Resultatene fra disse boringene tilsa en bedre bergmassekvalitet og mindre utbredelse enn registrert i forundersøkelsene.

Dette resulterte i en enklere forsering av sonen enn planlagt, ved at en pilot ble drevet frem i østre del av tunnelen i gallerinivå. Når denne piloten var drevet frem til den sentrale delen av sonen, fulgte strossen i vestveggen etter. Hver av delene ble sikret med gitterdragere og sprøytebetong. En midlertidig vertikal drager ble i tillegg etablert ved drift av piloten og fjernet etter hvert som strossen ble drevet frem, og dragerne koblet sammen til fullt galleritverrsnitt.

Gitterdragerne ble fundamentert på en langsgående drager i sålenivå på galleriet. Ved uttak av bunnstrossen ble deretter gitterdragerne ført helt ned til sålen og fundamentert tilsvarende i dette nivået.

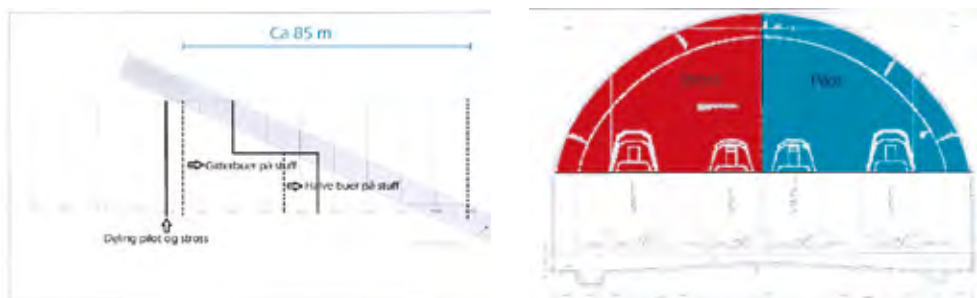


Fig.3.6 Virkelig drift gjennom svakhetssonen

3.1.5 Status pr i dag – og hva gjenstår?

I skrivende stund er hele galleriet tatt ut – det var gjennomslag i hallen 4.juli 2013. Sprengning av bunnstross og bergrom i tilknytning til rømningstunnel og adkomster pågår. Sprengning av nordre adkomst med rom for heis og teknisk bygg nærmer seg slutten og søndre adkomst tas ut nærmere juletid. Spregningsarbeidene i selve hallen antas ferdigstilt i januar 2014.

På sydgående stuff fra R9 gjenstår det ca. 90 meter før den er fremme ved entreprisegrensen i desember. Tilsvarende gjenstår det ca. 250 med sprengning i normalprofilen nordover fra R7 til gjennomslag i mars 2014.



Fig.3.7 Ferdig stasjonshall

De omfattende betongarbeidene i stasjonshallen starter opp i januar/februar 2014. Det er strenge krav til overflate og alle synlige konstruksjoner/flater skal utføres med hvit betong. Øvrige strekninger i tunnelen vil få vann- og frostsikringsløsning med betongelementer, samt PE-skum i trompetene. Betongarbeidene i selve hallen skal ferdigstilles i desember 2014 og etterfølges av en egen entreprise for innredningsarbeidene. I innredningsentreprisen skal det bl.a monteres opp en stålhimling over stasjonsområdets spor og plattformer. Videre arbeider før åpningen høsten 2016 omfatter jernbanetekniske installasjoner i tekniske bygg, Kl-anlegg, spor og signaler.

3.2 ADKOMSTTUNNELER

Stasjonshallen vil få to adkomster – en nordre og en søndre inngang som vist i skissen under.

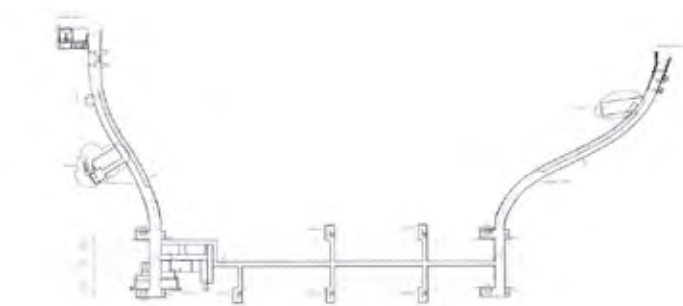


Fig.3.8 Adkomster til stasjonshallen

3.2.1 Nordre adkomsttunnel

Nordre adkomsttunnel kommer ut av fjellet ("Holmestrandsvæggen") og krysser under Fv 313 i kulvert fram til ny stasjonsbygning. Den nordre inngangen blir liggende i foten av skråningen vest for dagens jernbanespor. Nordre adkomst vil få en lengde på ca. 130 m fra stasjonsbygning til hall. Ulike løsninger for himling, steinforblending, bue i lengderetningen, overlys og utsmykning vil bidra til å gi følelsen av en kortere adkomst.



Fig.3.9 Nordre adkomst med rampe til nordgående spor – sett fra hallen mot utgangen

Fra påhugg for nordre adkomsttunnel og ut til stasjonsbygning nordre inngang, vil det bli etablert en plaststøpt kulvert. Kulverten går under eksisterende Fv313 og etableres i en spuntet byggegrop og fundamenteres direkte på kalkstabilisert leire.

Et overlys skal etableres på siden av Fv 313 mot fjellet. Ved portalen utvides kulverten og blir en integrert del av stasjonsbygningen.

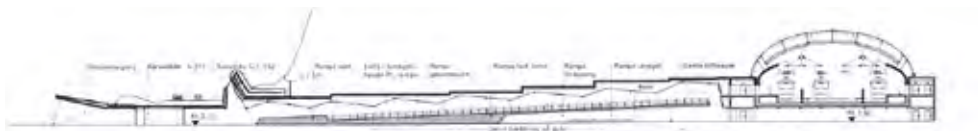


Fig.3.10 Lengdesnitt nordre adkomst

Arbeider i fjell

Nordre adkomst er sprengt ut innenfra stasjonshallen. Adkomsttunnelen har et tverrsnitt på 71-92 m².

Trappe- og heisrommene inn mot stasjonshallen har et tverrsnitt på ca. 270 m². Disse bergrommene sikres med gitterdragere og forspente 18 meters lange bolter. I tillegg etableres 5 trappesjakter for rømning fra plattform ned i en langsgående rømningstunnel under spor. Teknisk rom under plattform v/adkomsttunnel A7 pallsprenges og sikres med bolter og sprøytebetong.

I nordre vegg i adkomsttunnelen skal det etableres et bergrom for teknisk bygg og inngang til fjellheisen. Fra søndre side av adkomsttunnelen skal det sprenges en rampe på ca. 25 m² som fører til plattform for nordgående tog.

Uttak til disse rommene byr på sprengningstekniske utfordringer som krever nøyaktig og forsiktig uttak. Det vil bli benyttet elektroniske tennere og det lunte for de mest kompliserte tverrsnittene. Sikring av adkomsttunnelen utføres med vanlig sprøytebetong- og boltesikring med ekstratiltak ved smale stabber og omkring heissjakt.

Arbeider i dagsone

For etablering av kulvert i dagsonen er det gjennomført omfattende stabiliseringstiltak i form av kalk-sementpeler og spunt. Arbeidene har måttet gjennomføres i ulike faser for å kunne opprettholde anleggstrafikk på Fv.313.

Dybde til fjell mellom Holmstrandveggen og Fv.313 er registrert ved boringer på ca. 15-20 m dybde (kote -4 til -10). Nede ved sporområdet på eksisterende stasjon er det over 30 m til fjell. Løsmassene består hovedsakelig av ca. 2–3 m tørrskorpe og fyllmasser over et mer enn ca. 15 m tykt lag med meget bløt kvikkleire.

Kulverten bygges i to faser slik at trafikken på Fv 313 kan passere. I denne fasen er Fv 313 lagt om på utsiden (østsiden) av vegen. Kulverten bygges her i en spuntavstivet byggegrop mellom fjellveggen og Fv.313. Fase 2 omfatter østre del av kulverten fram til ny stasjonsbygningen. I denne fasen legges Fv 313 om på innsiden, over den delen av kulverten som er bygget ferdig.

Det er også etablert spunt mot spor i drift på Holmstrand stasjon. Denne spunten ble etablert i en togfri periode våren 2013. På spunten er det etablert en sikkerhetsskjerm som gjør at arbeidene i byggegrop for stasjonsbygning enklere kan gjøres under normal togfremføring.

3.2.2 Søndre adkomsttunnel

Søndre adkomst blir liggende nærmere sentrum av Holmstrand enn hoved-adkomsten lengre nord. Fjelltunnelen får en lengde på 190 meter og et sprengt tverrsnitt på 62-85m². Adkomsttunnel avsluttes i dagen som en åpen portalbygning i det den kommer ut fra fjellet.



Fig.3.11 Søndre adkomst – portalbygning

I området hvor kulverten kommer ut av fjellet ligger en ca. 10 m høy haug med rasmasser, en smal veg og jernbanelinjen. Adkomst inn til dette området er via jernbaneundergangen med en høyde på 2,4 meter.

Det er tidligere utført grunnundersøkelser som viser at grunnen består av fyllmasse samt tørrskorpe ned til ca. 2 m dybde. Fra ca. 6 m dybde er det siltig sensitiv leire. Det er registrert 8-17 m til fast grunn. Disse undersøkelsene ble supplert vinteren 2013 med resultater som viser mer utfordrende grunnforhold enn tidligere registrert, med forekomst av kvikkleire fra ca. 5 m dybde og ned til fjell.

Etter ytterligere utredninger og analyser er det pr.dd besluttet å gjennomføre minimale tiltak i området før toget er flyttet inn i ny tunnel og området utenfor skal opparbeides. Dette vil dermed medføre at søndre stasjonsinngang ikke kan tas i bruk ved åpningen i 2016. Arbeider med sprengning av tunnel, samt betongarbeider i fjelltunnelen søkes utført som planlagt.

Pr.dd er sprengningsarbeidene på R8 ikke igangsatt med unntak av en utsprengt grop der denne tunnelen krysser under vegbanen i Holmestrandtunnelen. Denne gropa ble etablert under anleggets første måneder for å kunne benytte Holmestrandstunnelen til anleggsstrafikk og adkomst til tverrslag R9 gjennom hele byggeperioden. Taket i kulverten for R8 ligger som en bru for vegbanen i Holmestrandtunnelen.

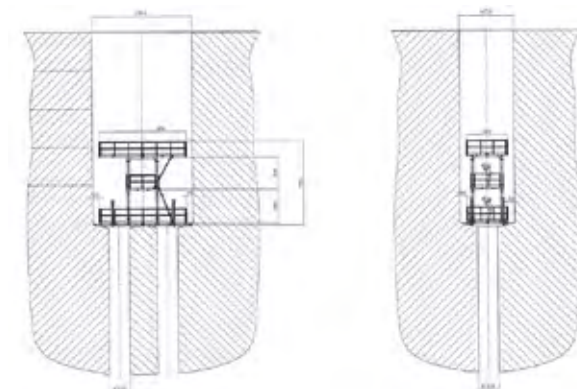
3.3 Anleggsgjennomføring heisprosjektet

Sjakten er besluttet utført ved raise-boring og etterfølgende sprengning inn mot de etablerte hullene.

Det bores to grovhull fra sjaktetoppen som rømmes opp til $d=1,60$ meter fra et bergrom nede ved adkomst nord (A7). Sprengning og sikring utføres fra spesialutviklet plattform som heises ned i sjakten etter hvert som sprengningen utvider tverrsnittet til ca. 32 m². Sprengsteinen vil falle ned via de borede hullene og lastes opp fra bergrommet nede ved adkomst nord. Etter boring og sprengning vil sjakten støpes ut og heisene monteres.

I senere entrepriser etableres to heiser i den ferdige sjakten, samt heishus og opparbeidelse av uteområde med sykkelparkering og "kiss and ride".

Selve anleggsarbeidene med sjakten er utfordrende nok i seg selv, både med tanke på teknisk gjennomføring og ikke minst HMS. Det vil være kontinuerlig fokus på sikring av sjaktetoppen, vegger i sjakta og i forhold til pågående arbeider nede i adkomst nord. I tillegg pågår anleggsarbeidene midt inne i et boligstrøk med tett bebyggelse og smale veger.



Figur 3.12 Prinsipp for driving av fjellheisen (Skanska)

3.4 utfordringer i anleggsgjennomføringen.

Sprengning av selve hallen med store spenn og høyder har, og er krevende med tanke på teknisk gjennomføring og en optimal drift.

Ved etablering av konstruksjoner ved begge adkomster er det dårlige grunnforhold med kvikkleire som krever stabiliserende tiltak. Det er også nærhet til spor i drift, samt bebyggelse og offentlige vegger.

Anlegget ligger mer eller mindre midt i byen og rystelser, støv og støy fra anleggsarbeidene er viet stor oppmerksomhet.



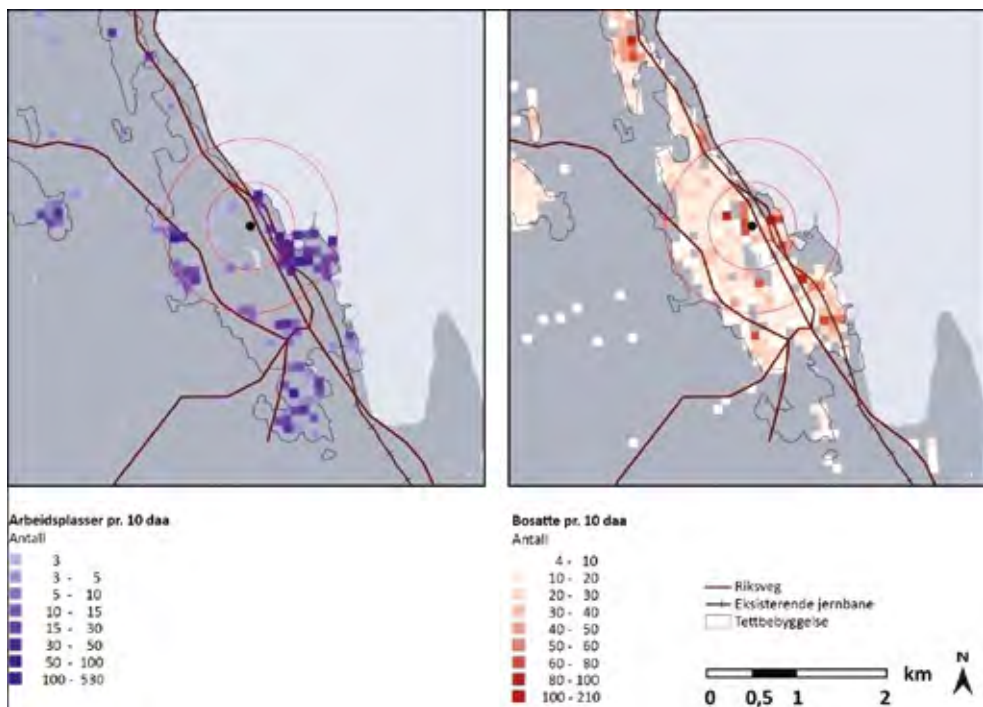
Fig. 3.13 Riggområde v/R7: tverrslag R7, adkomst/kulvert A7, dagen stasjon

Begrensninger i tilgjengelig arbeidstid for støyende arbeider som boring, pigging og sprengning gir utfordringer til logistikk og planlegging av driften. Disse arbeidene tillates kun utført mellom kl.07.00 og 23.00. Restriksjoner på utkjøring av sprengstein er “løst” ved at massene er mellomlagret i hallen, omlastet og kjørt ut mellom tillatte tider – kl.07.00 og 19.00.

Selve riggområdene er i seg selv relativt små og trange – i tillegg er de spredt over tilgjengelige områder sammenbundet av offentlig veg.

4 MULIGHETER I DAGEN

Ny stasjon i fjell er et minimalt inngrep i dagens bystruktur, og gir med nye adkomster bedre tilgjengelighet for fotgjengere. Det er mulig å utvikle en vertikal fotgjengerforbindelse med heis mellom øvre og nedre platå. Innenfor en radius på 500 m fra stasjonen er det ca 1300 bosatte og ca 700 arbeidsplasser. Ved en radius på 2 km er antallet ca 5500 bosatte og 2600 arbeidsplasser. Dvs. at over 50 % av innbyggerne i Holmestrand i sykkelavstand til stasjonen, det samme er 67 % av byens arbeidsplasser. Dagens stasjonsområde er sentrumsnære arealer tett opptil kollektivknutepunktet som frigjøres og skaper mulighet for området mer bymessig utnyttelse, bl.a. til bolig og næring. Dette kan gjøre kollektivterminalen og områdene rundt mer integrert i Holmestrand sentrum.



Figur 4.1 – Tetthet i Holmestrand. Stasjon markert i senter av sirkler som viser 500 m og 1 km. Avstand (KVU IC).

Nasjonal transportplan legger opp til at dobbeltsporet på Vestfoldbanen skal stå ferdig til Tønsberg innen 2023 og til Porsgrunn innen 2030. Da kan reiseavstanden til Oslo komme ned mot 45 minutter med et innsatstog med få stopp inn mot Oslo. Dette forutsetter et utvidet togtilbud med andre togprodukter enn det som tilbys i dag. Dette kan medføre at Holmestrands bolig- og arbeidsomland øker fra dagens 320 000 til 1 100 000 – en økning på 780 000 innbyggere.

I forbindelse med Arkitekturtriennalen i Oslo 2013 ble det etablert en utstilling i Holmestrand med tittelen “Toget og Byen”, i samarbeid mellom Holmestrand kommune, Jernbaneverket og NTNU. Der ble stedene Rykkin, Nesodden, Heggedal, Moss og Holmestrand sammenliknet, som alle kan ligge i samme reiseavstand til Oslo i framtida.

I sammenlikningen med disse 4 stedene har Holmestrand:

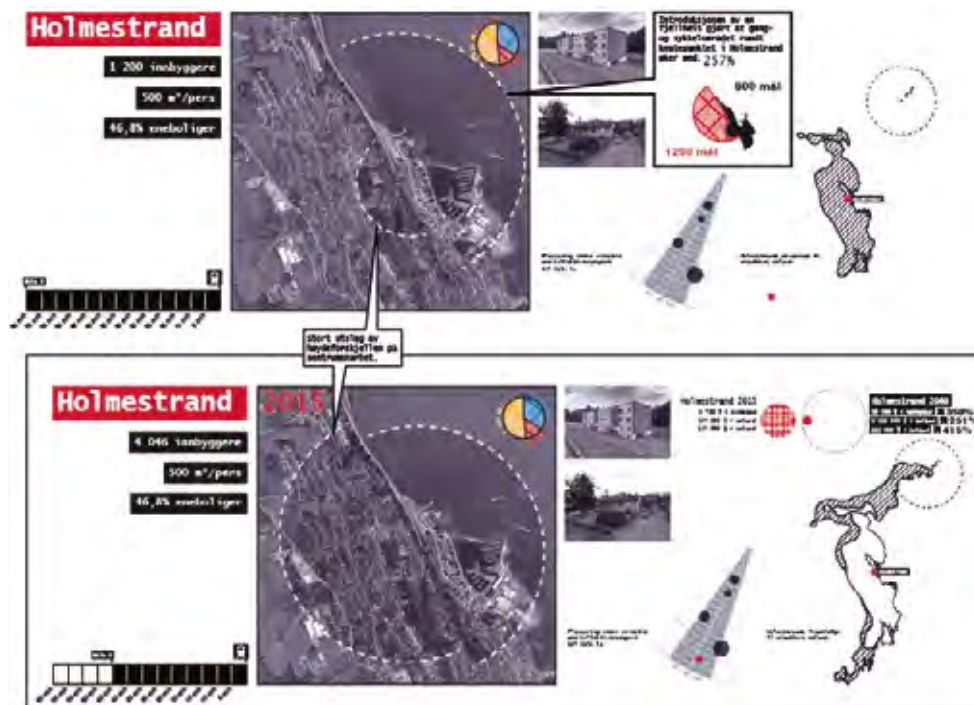
- De laveste boligprisene
- Den lengste reisetida og de høyeste reisekostnadene til Oslo
- Mange boende i gang- og sykkelavstand til stasjonen men et stort potensiale

Dette gjør at Holmestrand har et stort potensiale for økning i befolkning, sysselsetting, til- og frapendling med redusert reisetid og bedre tilgjengelighet til stasjonen. Dette kan gi grunnlag for høyere boligpriser og økt interesse for å investere i bolig- og næringsutbygging i Holmestrand.

I prosjektet “Toget og Byen” har man sammenliknet byene Moss og Holmestrand som ligger i rimelig samme avstand fra Oslo. Denne viser at Moss har en større andel leiligheter enn Holmestrand, som tilsier at Holmestrand har et stort potensiale for fortetting i sonen 5-10 min sykkel/gange fra stasjonen.

Erfaring fra andre byer viser at potensialet for verdiøkning som følge av at stasjonen legges under bakken er 5-10% sammenliknet med tilsvarende stasjon over bakken. Det er rimelig å forvente at dette også vil gjelde de øvrige arealene nær stasjonen og langs med sporet.

Fjellheisen bidrar positivt for tilgjengeligheten til stasjonen. Figuren under viser av fjellheisen øker gang/sykelområdet for kollektivknutepunktet med 257% - fra 1200 til 4046 innbyggere. I tillegg vil heisen være et viktig bidrag i byutviklingen ved at den fysiske og mentale avstanden mellom nedre og øvre nivå i byen reduseres. Dette kan bidra til å revitalisere en nedre bydel som virker død, ettersom hovedvekten av byen befolkning bor oppe på fjellet og lever sitt liv der. Dette kan bidra til at transportbehovet reduseres ved at flere velger sykkel og gange framfor bruk av bil. Dette har bidratt til at heisprosjektet er nominert til “Zero-prisen” for 2013.



Figur 4.2 Økt tilgjengelighet gange og sykkel til kollektivknutepunkt (Toget og Byen)

På sjøsiden av stasjonen er det godkjent en utbygging av et stort antall leiligheter. I sentrum foreligger det planer om utvikling av kjøpesenter og leiligheter under forutsetning av at det bygges ny Fylkesveg gjennom sentrum på dagens jernbane slik at dagens Fylkesveg kan benyttes til bolig/næringsformål. Det er ledige utbyggingsarealer nært dagens jernbanestasjon som blir mer attraktive etter at togtrafikken flyttes inn i fjellet. Langs hele dagens jernbanestrekningen store deler av bygningsmassen preget av naboforholdet til jernbanen. Flytting av togtrafikken inn i fjellet vil gi grunnlag for transformasjon av disse arealene. Selv uten en utvikling av arealene vil verdien av eiendommene øke, og med ny aktivitet og utvikling vil dette øke ytterligere.

En stor utfordring for store deler av Holmestrand sentrum under fjellet er dårlige grunnforhold med mye kvikkleire. Dette vil legge begrensninger på utbyggingsmulighetene, på hvor den kan bygges og kostnadene med fundamentering av ny bygningsmasse. Nedlegging av dagens jernbane vil gjøre det enklere å gjøre tiltak i de områdene som grenser til dagens sporområder, slik at flytting av jernbanen inn i fjellet vil være en fordel for utviklingsmulighetene for byen.

5 REFERANSER

Nasjonal transportplan 2014-23
 Stine Undrum (Jernbaneverket 2011)
 KVV IC (Jernbaneverket 2012)
 Toget og byen (NTNU, Holmestrand kommune og Jernbaneverket 2013)

Alle figurer, bilder og illustrasjoner hvor annet ikke er angitt, er Jernbaneløst

CHRISTIAN THAMS
EN FARGERIK GRÜNDER AV ORKLA GRUBE-AKTIEBOLAG*Foto 1**Christian Thams*

Adm.direktør Arve Slørdahl
Chr. Salvesen Chr. Thams's Communications Aktieselskab
(tidligere gruvesjef i Løkken Gruber)

SAMMENDRAG

Arkitekt Christian Thams og hans familie etablerte mange industriselskaper i Midt-Norge i perioden 1865 – 1910 som var basert på naturressurser som tømmer, laks og malmbeforekomster i regionen.

De bygget opp Strandheim Brug som ble Norges største ferdighusfabrikk.

De utviklet M.Thams Laxforretning som ble Norges største eksportør av fersk laks.

De bygget opp Norges største kobbergruve på Løkken Verk.

De bygget Norges første elektriske jernbane mellom gruvene på Løkken Verk og utskipingshavna Thamshavn på Orkanger gjennom Chr.Salvesen & Chr.Thams's Communications Aktieselskab som i dag er et aktivt investeringsselskap i midtnorsk industri.

Christian Thams startet sin suksess på Verdensutstillingen i Paris i 1889 hvor han vant to gullmedaljer i arkitektur og la grunnlaget for salg av ferdighus over hele Europa, Afrika og Nord- og Sydamerika.

Orkla Grube-Aktiebolag var grunnlaget for en av Norges største private industribedrifter i dag; Orkla ASA.

Christian Thams hadde internasjonal utdanning i Sveits og ble en verdensmann med et utrolig nettverk. Han bodde skiftevis i Trondheim, Orkanger, Paris, Menton og Mosambic.

Christian Thams døde i 1948 som en ensom mann etter å ha hatt ett mislykket gruveprosjekt i Etiopia og et mislykket finansprosjekt i Romania hvor han begge steder ble rammet av krig.

SUMMARY

Architect Christian Thams along with his family established many industrial companies based on natural resources such as timber, salmon and ore deposits in mid-Norway in the period 1865 - 1910.

They built up Strandheim Brug, which became the largest factory of pre-manufactured buildings in Norway.

They developed M.Thams Laxforretning, which was the largest exporter in Norway of fresh salmon.

They built up the largest copper mine in Norway at Løkken Verk.

They built Norway's first electric railway between the mines at Løkken Verk and the port at Thamshavn in Orkanger through the company Chr.Salvesen & Chr.Thams 's Communications Aktieselskab, which today is an active investment company in mid-Norway.

Christian Thams started his success at the World Exhibition in Paris in 1889, where he won two gold medals in architecture and laid the foundation for the sale of pre-manufactured homes across Europe, Africa and North- and South America.

Orkla Grube - Aktiebolag was the basis of the largest private industrial company in Norway today; Orkla ASA.

Christian Thams received an international education in Switzerland, and became a man of the world with an incredible network. He lived alternatively in Trondheim, Orkanger, Paris, Menton and Mosambic.

Christian Thams died in 1948 as a lonely man after having had one unsuccessful mining project in Ethiopia and a failed financial project in Romania, where at both locations he was affected by war.

INNLEDNING

Når historiebøkene skrives i bedrifter er det en tendens at selskapets ledelse og eiere fokuserer på det som er mest interessant på det tidspunktet historien skrives.

I Orklas jubileumbok fra 1954 er stifter og selskapets første adm. direktør beåret med et passfoto og en halv side av totalt 500 sider i boken.

Gründeren Christian Thams har en bemerkelsesverdig historie som ikke har kommet godt frem før historikeren Elsa Reiersen ga ut boken *Fenomenet Thams* på Aschehoug forlag i 2006.

Jeg er i dag daglig leder av Chr. Salvesen & Chr. Thams's Communications Aktieselskab som ble stiftet av Chr. Thams i 1898. Jeg er takknemlig for å få muligheten gjennom dette foredraget til å bringe en av Norges største gründere mer frem i lyset.

FAMILIEN THAMS

Stamfar Daniel Mathias Thams kom fra England via Danmark til Norge på midten av 1600-tallet. Sagnet sier at han måtte rømme fra London under religionsfeidene der. Han hoppet på Themsen og kom seg ombord i en dansk skute og ble med til Danmark. Han tok navnet Thams i takknemlighet til elva Themsen som reddet hans liv. Han flyttet til Steigen i Nordland og ble senere utnevnt til sorenskriver i Gauldal i Trøndelag.

Flere generasjoner Thams var jurister og prester både i Nord- og Sør-Norge.

Eldste barn i fjerde generasjon, Jacob Thullin Thams, var fogd i Troms og Finnmark og var en av Eidsvollsmennene i 1814.

Wilhelm August, eldste sønn til Jacob Tullin Thams, flyttet til Orkanger med sin familie i 1867. Sammen med sønnen Marentius etablerte han i perioden frem til 1870 mange selskaper i kompaniskap med Christian Salvesen, som hadde flyttet fra Mandal til Leith i Skottland og slått seg opp på skipsmegling.

- Ørkedals Mining Company AS ble stiftet for å overta rettighetene til gruveforekomster som var funnet i Løkkenområdet allerede på 1650 tallet.
- M. Thams Laxeforretning ble stiftet for å gjøre business av de store lakseforekomstene i Midt-Norge.
- M. Thams Co ble stiftet for å «in order to establish a Timber business at Orkedalsøren».
- Strandheim Brug ble stiftet for å bygge sagbruk, trelasthandel og ferdighusfabrikk.

GRÜNDEREN CHRISTIAN THAMS

Christian Thams ble født i 1867 samme år som familien flyttet til Orkanger. De hadde også en bolig i Nordre gate 30 i Trondheim.

12 år gammel ble Christian sendt til en høyt ansett kostskole, Institut Breidenstein i Sveits, sammen med sin 3 år eldre bror Wilhelm. Her fikk Christian studere i et bredt internasjonalt miljø. Her lærte han tysk, fransk og engelsk flytende. Han fikk også opplæring i italiensk, latin og gresk.



Foto 2

*Brødrene Wilhelm August jr. (17) og Christian Marius (14)
på den tiden de var elever ved kostskolen Institut Breidenstein i Grenchen, Sveits*

Etter 5 år på kostskole dro Christian til Zürich og tok arkitektutdanning og var ferdig utdannet arkitekt 21 år gammel.

I studietiden etablerte Christian et viktig nettverk i hele Europa gjennom sine medstudenter. Også med baronesse Sarah Sybille Francoise Antoinette Elenore de Spengler fra Nederland som han giftet seg med i 1886, 19 år gammel.



Foto 3

Christian og Elénore giftet seg i Vevey 25. august 1886. Her sammen med sin mor, Emely (Thams) Nordin, og forloveren, trolig Elénores bror Fredrik Herman (Fritz) de Spengler.

VERDENSUTSTILLINGEN I PARIS I 1889 OG STRANDHEIM BRUG

Som nyutdannet arkitekt og full av virketrang startet Christian umiddelbart opp et arkitektkontor i Nice. Han fikk, etter lange forhandlinger, i oppdrag å tegne og levere to paviljonger til Norges stand på Verdensutstillingen i Paris i 1889. Paviljongene ble prefabrikkert på Strandheim Brug på Orkanger og montert av snekkere fra Orkdalen.

Paviljongene utmerket seg på Verdensutstillingen og den unge Christian fikk som eneste arkitekt to gullmedaljer for utmerket arkitektur på utstillingen.



Foto 4 På verdensutstillingen i Paris i 1889 var M. Thams & Co representert med disse to ferdighusene. Gustave Eiffel, konstruktøren av utstillingens største attraksjon, Eiffeltårnet, ble så begeistret for Thams-husene at han bestilte seg kontorbygg fra Strandheim Brug.

Som vi vet bygget Gustav Eiffel et tårn på den samme utstillingen. Eiffel ble interessert i den unge arkitekten Christian og ga han i oppdrag å tegne og levere et kontorbygg til seg i Paris. Kong Leopold av Belgia ble også interessert og bestilte en sommerresidens i Ostende. Christian fikk også bestillinger av fyrst Albert av Monaco som han ble godt kjent med. Begge utstillingspaviljongene ble solgt og satt opp som boliger i Paris etter utstillingen.

Derved hadde Thams «visningshus» i de beste strøk i Paris. Suksessen på Verdensutstillingen satte unge Christian på ideen om å selge prefabrikkerte ferdighus til Sør-Europa fra Strandheim Brug på Orkanger.

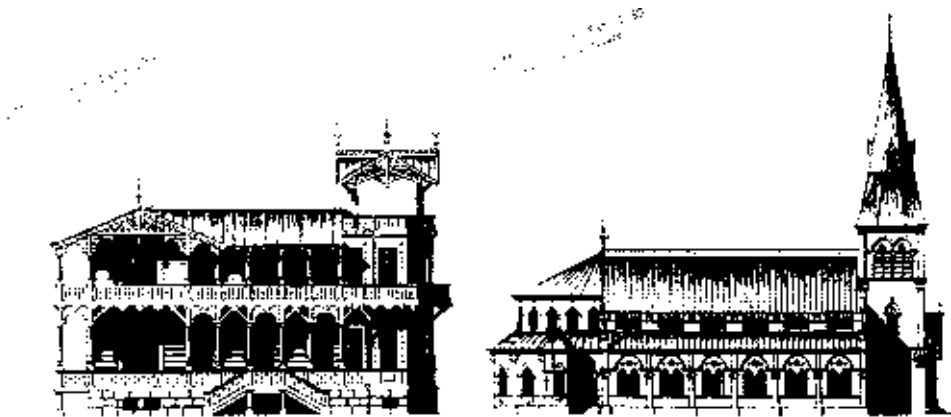
Han flyttet sitt arkitektkontor til Paris og solgte hus derfra. Hans far Marentinus prefabrikkerte husene på Strandheim. Montører fra Orkanger dro rundt om i Sør-Europa og satte opp husene.



Foto 5

Strandheim Brug og Orkedalsøen 1890

Thams laget en ferdighuskatalog med hus, hytter, kirker, jernbanestasjoner, casinoer etc. i ulike stilarter, hovedsakelig i norsk og sveitsisk stil.



Figur 1 Fra ferdighuskatalogen (som er reproduisert og til salgs på Orkla Industrimuseum, Løkken Verk)

Ferdighus ble etterhvert solgt over hele Vest-Europa, i Afrika, India og Amerika.

Dette ble en suksess og Strandheim Brug utviklet seg til å bli landets største ferdighusfabrikk med mange hundre arbeidsplasser.

For å vise det ypperste av arkitektur bygget Thams en jakthytte i Meldal. Fjellheim står like flott i dag og er bolig for Trond Reinersen som eier Bygger'n-kjeden og E.A. Smith i Trondheim.



Foto 6

Fjellheim, ved Prestbuvatnet i Meldal

M. THAMS LAXEFORRETNING

M. Thams Laxeforretning ble startet på 1860-tallet for å drive forretning på lakseforekomstene i Midt-Norge. Eksport av fersk laks til England og Tyskland utviklet seg også til en suksess. Thams hadde avtaler med fiskere langs hele kysten fra Stadt til Grense Jakobselv og bygget 212 ishus langs kysten. Laks ble fraktet nediset til Trondheim hvor den ble iset om og fraktet videre til markedene i England og Tyskland. M. Thams Laxeforretning ble på 1880 -1890 tallet Norges største fiskeeksportør i sitt slag.



Foto 7

Omising av laks i Trondheim

GRUVEDRIFT

Christian flyttet med sin familie fra Paris til Orkdal i 1890 og bygget ut Bårdshaug Gård som bolig.



Foto 8

Bårdshaug Herregård, Orkanger

Christian fanget interesse for gruvedrift. Han så utviklingen av den kjemiske industrien i Europa hvor svovelsyre var blitt en viktig råvare i celluloseindustrien.

Sulfidmalmforekomstene på Løkken Verk inneholdt 42 % svovel som egnet seg godt som råvare for svovelsyreproduksjon. Hittil var kisen fra Løkken Verk smeltet om til kobber.

Christians bestefar hadde stiftet Ørkedals Mining Company allerede i 1867 og kjøpt opp flere gruverettigheter i Løkkenområdet i Meldal og tatt over driften av Dragset, Høidal og Aamodt Gruver. Hovedgruva på Løkken Verk sto full av vann etter at man drev seg inn i en vannåre i 1777.

I 1898 ble Chr. Salvesen & Chr. Thams's Communications Aktieselskab (Salvesen & Thams) stiftet for å bygge jernbane for å frakte kisen fra Løkken Verk ned til havna på Orkanger. Et annet formål var å bygge ut elkraft til gruvedriften og jernbanen.



Foto 9

10. juli 1908. Christian Thams setter kronen på verket ved at H.M.Kong Haakon åpner Norges første elektriske jernbane. Kongevognen brukes i dag til eksklusive turer på

museumsjernbanen Thamshavnbanen. Lokalavisen skrev den gangen «Mannen til høyre for Consul Thams er H.M.Kongen»

I 1904 stiftet Thams, sammen med sitt nettverk, Orkla Grube-Aktiebolag for å starte gruvedrift i stor industriell skala på Løkken Verk. Kun 36 % av kapitalen var på norske hender.



Foto 10

Fearnly sjakktårn



Foto 11

Øverste del av separasjonsverket (1913-1915)

Christian lenset Løkkengruva for vann og bygget en moderne 45 graders gruvesjakt og et moderne oppredningsverk. På noen få år var Orkla Grube-Aktieselskab Norges største kobbergruve.

Salvesen & Thams bygget landets første elektriske jernbane mellom Løkken og Orkanger. Skjenaldfossen kraftstasjon leverte elektrisk kraft til gruvedriften, jernbanen og Thams' privatbolig Bårdshaug Herregård.

Thams bygget også dampskipet Orkla som gikk i rutetrafikk mellom Trondheim og Orkanger. Han etablerte et busselskap i 1909 for å få en komplett kollektivrute mellom Trondheim, Molde og Kristiansund med dampskip, jernbane og buss.

NORDENFJELDSKE SPRENGSTOF AKTIESELSKAB

«Kremmeren» og nettverksbyggeren Christian Thams ønsket selvfølgelig å delta i hele verdikjeden i gruvedriften. I 1904 kjøpte Thams seg inn i Nordenfjeldske Sprengstof Aktieselskab i Åsen i Nord Trøndelag hvor Christian Michelsen og Wollert Konow var store eiere. Christian ble disponent.

Fabrikken produserte dynamitt, sprenggummi og sikrit og var i konkurranse med det vel innarbeidede selskapet Nitroglycerin Compagniet. Etter hvert ble de to selskapene fusjonert og fabrikken på Åsen ble avviklet i 1918.

CHRISTIAN THAMS FORLATER ORKLA GRUBE-AKTIEBOLAG

I løpet av 4-5 år bygget Thams opp et komplett moderne gruveanlegg med heisesjakt, vannlensing, knuseri, oppredningsverk, jernbane og utskipningshavn.

Etter hvert gikk gruvedriften over i en driftsfase. De ansatte stiftet Løkken Grubearbeiderforening. Den autoritære Thams likte ikke utviklingen.

Det sies også at Thams ikke kom godt overens med den nye storaksjonæren Markus Wallenberg. Thams var langt mer offensiv enn den forsiktige Wallenberg og de ble uenige om investeringsstrategiene.

Thams sluttet som adm direktør i Orkla Grube-Aktiebolag i 1910 og i Salvesen & Thams i 1913 og flyttet tilbake til Paris, der han startet sin suksess på Verdensutstillingen 20 år tidligere.

SOCIETE DU MADAL

Thams tok opp sine relasjoner til fyrst Albert av Monaco som hadde kjøpt opp store rettigheter til plantasjedrift i Øst-Afrika. Sammen utviklet de Societe du Madal, i Mocambique. En plantasje som produserte kokosnøtter, jordnøtter, kautsjuk, sesam, mais og epler for eksport.



Foto 12

Sortering av kokosnøtter på Olinda i Mocambique. I årsberetningen for selskapet Societé du Madal fra 1920 står det at det var høstet 6.119.577 kokosnøtter som var 2.473.644 mer enn året før. Det vitner om nøyaktig statistikkføring.

Christian og Elenore ble skilt i 1912. Elenore døde i 1920. Christian giftet seg med Matty i 1921. Etter at Fyrst Albert av Monaco døde i 1922 fikk Christian store utfordringer med de øvrige skandinaviske aksjonærene blant annet sin fetter advokat Carl Selmer.. Med alle disse utfordringene valgte Christian å slutte i Societe du Madal og dra tilbake til Paris. Christian ble senere dømt i en rettsak mot sin fetter Selmer etter en aksjetransaksjon i Societe du Madal.

LETING ETTER GULL OG PLATINA I ETIOPIA.

Christian hadde utrolige evner til å bygge nettverk. Han klarte som den eneste europeer og komme på god fot med Etiopias overhode Ras Tafari, senere keiser Haile Selassie. Christian Thams var den eneste nordmann som var invitert til kroningen av Haile Selassie til keiser i desember 1929.



Foto 13

Utenfor villaen Thams leide i Addis Abeba. Christian Thams foran, deretter grev Hector de Béarn og prins Sixte de Bourbon. De tre samarbeidet i flere forretningsforetak. Her på vei til mottakelse hos den etiopiske regenten Ras Tafari, senere keiser Haile Selassie i desember 1929

Thams fikk tillatelse til å starte leting etter gull og platina i Etiopia. Han kom i gang i 1928 med norske, tyske og franske geologer. Letingen var ikke vellykket. Det ble ikke funnet drivverdige gullforekomster, men det ble produsert noen hundre kilo platina pr år som ble eksportert til England. Økonomien i de to selskapene Thams bestyrte i Etiopia ble etter hvert meget dårlig. Keiseren hadde store aksjeposter, men betalte aldri inn aksjekapitalen. Prosjektet stoppet helt opp da Italia invaderte Etiopia i 1935.

Christian tapte sine investeringer og dro tilbake til Paris hvor han som 68 åring satte i gang leting etter nye prosjekter.

ROMANIA

Thams valgte å dra til Romania hvor han påtok seg å forsøke å få myndighetene i Romania til å betale for de store skogeiendommene som var tatt fra den russiske familien Tolstoj, uten at

Staten hadde gitt noen form for erstatning. Tre venner av Thams hadde lånt Tolstoj penger med pant i de kravene Tolstoj hadde mot den rumenske stat. Thams tok på seg å drive inn disse pengene. Så kom 2. verdenskrig som stoppet alle muligheter for Thams. Han kom seg ikke ut av Romania. For å ivareta sin sikkerhet klarte han å få diplomatstaus ved den svenske ambassaden i Bucuresti. Thams ansatte studenten Marianne Graf som sekretær og sykepleier i Romania. Hun var halvt tysk og fikk problemer da Sovjetunionen invaderte Romania. For å hjelpe henne forsøkte Thams å adopterte henne, men lyktes ikke med det. Ambassaden klarte imidlertid å skaffe henne norsk pass. Da Thams kom tilbake til Paris i 1946 hadde han med seg en «ny datter» som ble en god venninne for datteren Inger.

CHRISTIANS ANDRE KONE MATTY



Foto 14

Christian og Matty giftet seg i Paris 1. mars 1921.

Bildet er tatt om bord på en båt, muligens på bryllupsreise



Foto 15

Matty, sammen med sin tante Hulda Garborg. Hulda var en meget velkommen gjest i Orkdal.

Christians andre kone Matty ble ansatt som guvernante på Bårdshaug Herregård allerede i 1902. Matty levde sammen med familien Thams både i forretninger og fritid. Hun ble etter hvert Christians sekretær. Hun var en ivrig jeger og deltok på jaktturen både i Songlia og i Afrika. Christian og Matty giftet seg i 1921 og fikk datteren Inger i 1925.

Matty ble syk i 1945 og døde på sykehus i Oslo mens Christian satt fast i Romania. Familien Thams jobbet hardt for å få Christian til Oslo slik at han kunne møte sin kone før hun døde. Men det rakk han ikke da det var umulig å finne transportmidler ut av Romania like etter krigen. Matty var skuffet over at Christian ikke kom og støttet henne på hennes siste dager. Hun ønsket ikke å bli gravlagt på familiegravstedet i Menton. Matty ble etter eget ønske begravd i Dale i Sunnfjord, hvor hun jobbet som lærer i unge dager.

Omsider kom Christian seg ut av Romania og tilbake til sitt hjem i Paris og levde der i 3 år sammen med sin datter Inger før han døde 80 år gammel. Han er begravd på familiegravstedet i Menton i Frankrike sammen med sin første kone Elenore og datteren BeBe.



Foto 16

Christian Thams' gravmonument på kirkegården i Menton, Frankrike

Christian etterlater seg en datter, Inger, som fortsatt bor i deres bolig Ville d'Avray i Paris.



Foto 17

Eiendommene Thams kjøpte i Ville d'Avray. Den første ble innkjøpt på 1920-tallet og villaen til venstre omkring 1930.

SONGLI JAKTKLUBB

Christian hadde stor interesse for jakt. Han kjøpte opp ca 80.000 dekar med skogseiendommer i Songli i Orkdal som ble drevet av Songli Jaktklubb. De satte ut hjort og bygget opp en stor hjortestamme hvor han og hans venner jaktet. Fyrst Albert av Monaco var en hyppig jaktvenn i Songlia. Christians andre kone Matty og deres datter Inger oppholdt seg mye i Songlia, mens Christian var på forretningsreiser omkring i verden. Eiendommen ble solgt til Staten i 1945 og har siden vært Norges senter for hjorteforskning underlagt Direktoratet for Naturforvaltning.



Foto 18

Stolt jaktlag på Songli med en flott hjort. Ca. 1930



Foto 19

Christian Thams på jaktsafari i Kenya våren 1922.



Foto 20

Afrikanerne sørget for at jaktlaget hadde det behagelig



Foto 21 *Christian Thams hadde et nært vennskap og forretningssamarbeid med Fyrst Albert av Monaco*



Foto 22

Prinsesse Charlotte av Monaco på fisketur på Prestbuvatnet i Meldal høsten 1912.

THAMS I ORKLADALEN I DAG

Dagens Orkla ASA er en videreutvikling av Orkla Grube-Aktiebolag og er ett av Norges største privateide selskaper.

Selskapet Chr Salvesen & Chr Thams's Communications Aktieselskab er operativt selskap på Løkken Verk med en egenkapital på ca 230 mill kr. Selskapet driver vannkraftproduksjon, eiendomsutvikling og industrielle investeringer i Midt-Norge. Kraftverkene Christian Thams bygget i 1906 – 1908 er fortsatt i drift.

Bårdshaug Herregård drives som hotell og er medlem av «De historiske hotell & spisesteder». Stiftelsen Bårdshaug Herregård ivaretar kulturminnet Bårdshaug Herregård.

Orkla Industrimuseum ivaretar industrielle kulturminner i Meldal og Orkdal.

Thamshavnbanen drives som museumsjernbane og er i dag verdens eldste jernbane drevet med vekselstrøm.

«Gammelgruva», som er gruva fra Thams sin tid, er museumsgruve. «Fagerlisalen» med sitteplass til ca. 500 personer, er en unik konsertsal hvor det opp gjennom årene har vært arrangement og konserter med mange kjente navn fra inn- og utland.

Christian Thams får mye av æren for den industrikulturen som fortsatt er viktig for Orkdal og Meldal kommuner.

UTMERKELSER OG ORDENER

Gullmedalje for Norges paviljong i Paris 1889
 Ridder av første klasse, St.Olavs Orden
 Ridder av den svenske Nordstjerne-orden
 Tunisias Nischan-orden
 Tunisias Iftikhar-orden, 3. klasse
 Storkommandør av den portugisiske St.Jacobs-orden
 Offiser av den belgiske Krone-orden
 Ridder av den belgiske Leopold-orden
 Etiopias Stjerne-orden
 Offiser av den franske Æreslegionen
 Offiser av det franske Akademi
 Offiser av den franske Mérite Agricole
 Storoffiser av Monacos St.Carlos-orden



REFERANSER

«Communications gjennom 100 år», 1. opplag 1998, 2. opplag 2003. Forfatter: Bjørn Tokle
«Fenomenet Thams», utgitt i 2006. Forfatter: Elsa Reiersen.
Orkla Industrimuseums fotoarkiv
Bårdshaug Herregårds fotoarkiv

Anne Kathrine Kalager
Jernbaneanlegget Utbygging

NYTT FRA AKTIVITETEN I NFF

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

SPRENGNINGSARBEIDENE VED UTVIDELSEN AV FLESLAND FLYPLASS**The blasting operations in connection with the enlargement of Bergen Airport Flesland**

Phd Vegard Olsen, Technical Service Lead, Orica Norway AS
Odd Bjørn Garmanslund, Sprengningsleder, Vassbakk & Stol

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver arbeidene i forbindelse med utvidelsen av Flesland flyplass og forberedelsene med å bygge nytt terminalbygg, med særlig fokus på sprengningsrelaterte utfordringer. Arbeidene innebærer sprengning av ca. 1 mill m³ berg, i en avstand fra 300 m og helt inntil flyplassen, som skal drives mer eller mindre uforstyrret av anleggsarbeidene, 12 måneder. Dette setter strenge krav til sikkerhet og vibrasjonskontroll, og at sprengning skjer til planlagt tid og uten unødige stopp i driften. I tillegg til logistiske utfordringer og nitidig dokumentasjon og kontroll av hele anleggsarbeidet, som i seg selv er interessant nok, har Vassbakk og Stol valgt å ta i bruk elektroniske tennere for å redusere risikoen for ulykker og forsinkelser i selve sprengningsjobben. Vassbakk & Stol har sett den totale nytten av UnitronicTM600 elektronisk sprengningssystem, og mener fordelene utkonkurrerer de økte kostnader som tennene innebærer.

SUMMARY

The article describes the enlargement work of Bergen Airport Flesland and the preparations for the new coming terminal building, and in particular the challenges related to the blasting operation. The work includes excavation of about 1 mill. bcm of rock, all within a range from 0 m to 300 m from the airport, during a period of about 12 months. Strict demands for safety and vibration control is of vital importance, as well as fixed blasting times must be kept without unnecessary delays. The blasting contractor Vassbakk & Stol has chosen electronic detonators as a part of their safety program to reduce the risk for accidents and delays in the blasting process. Vassbakk & Stol believes the total benefits of using Orica UnitronicTM600 Electronic Blasting System outscore the extra costs for the det, compared with conventional non-electric initiation systems.

INNLEDNING

Flyterminalen på Bergen lufthavn, Flesland, ble for over 20 år siden bygget for 2,8 millioner passasjerer i året. I dag har den ca. 5,8 millioner reisende per år. Med den store utvikling og vekst Bergensregionen har vært, og er inne i, og den befolkningsveksten som forventes, har man lenge sett behovet for en utvidelse. Planleggingen har foregått siden tidlig på 2000 tallet, og endte opp i en gjeldende Masterplan fra 2012, som nå ligger til grunn for de forberedende grunnarbeidene i forbindelse med bygging av ny terminal - Terminal 3. Terminalen skal stå ferdig i 2017 og vil da ha en samlet kapasitet på 7,5 millioner reisende i året.

Vassbakk & Stol har utført anleggsarbeider ved Bergen lufthavn siden tidlig 2007 og fram til i dag. Arbeidene har pågått sammenhengende, og vært tildelt gjennom 9 ulike kontrakter. Siste kontrakt, *Masseflytning Lilandshaugen, 2012/2013*, omfatter sprengning av Lilandshaugen som en del av de forberedende arbeidene til terminal 3. Øvrige hovedaktiviteter i kontrakten er gjenfylling av Skjenavatnet og Lønningstjernet, ny vegparsell og ny rundkjøring, bygging

av støyvoller vest av rullebane, samt opparbeiding og utbedring og av nye og eksisterende VA og EL-anlegg.

Den største utfordringen med prosjektet er den umiddelbare nærheten til Flesland flyplass. Den er Norges nest mest trafikkerte flyplass, med ca. 300 flyavganger og adkomster hver dag. Flyplassen skal fungere mer eller mindre uforstyrret av anleggsarbeidene. Å drive omfattende og langvarige sprengningsarbeider i slike omgivelser innebærer særskilte risikomomenter som må følges opp til en vær tid. Det settes store krav til fokus på HMS, og man er avhengig av solid planlegging, erfarne, engasjerte og dyktige arbeidere, samt at man må ta i bruk metoder teknologi som minimerer påvirkning og forstyrrelser på miljøet omkring, samt risiko i alle ledd.



Figur 1 Bergen lufthavn Flesland, med Lilandsåsen og Lønningvatnet før prosjektstart. Sett fra nord-øst.

GENERELLE PROSJEKTDATA

Vassbakk & Stol er 100 % eid av Skanska, og de opererer sammen i prosjektet med en prosentvis fordeling av kontraktssummen. Alle personer involvert i sprengningen er ansatt i Vassbakk & Stol. For øvrig driver begge firmaene lasting, transport og utlegging. Til sammen 80 timelønte og 15 funksjonærer er engasjert i den daglige driften av prosjektet (samlet Skanska og Vassbakk & Stol). Hvorav ca.30 % til en hver tid på på fri. Opptil 10 innleide gravemaskiner og lastebiler har inngått i driften innimellom. Kontrakten skal være ferdig våren 2014.



Figur 2 Bergen lufthavn Flesland. Datamodell av ferdigstilt Terminal 3, ny vegparsell gjennom Lilandsåsen og utvidet flyoppstillingsplass over Lønningstjernet, jfr Figur 1. (Bilde: www.avinor.no)

Lilandsshaughen lå opprinnelig som en tunge ut mot flyplassområdet, med hoved-terminalbygget mot vest, og et stort parkeringsanlegg mot nord. Sprengningsjobben innebærer et sprengningsvolum på drøye $1.000.000 \text{ m}^3$ fast fjell. Dette omfatter da sprengning ned til ca. kt 50, og inkluderer groper for terminalbygget og stasjon for Bybanen ned til ca. kt. 43.

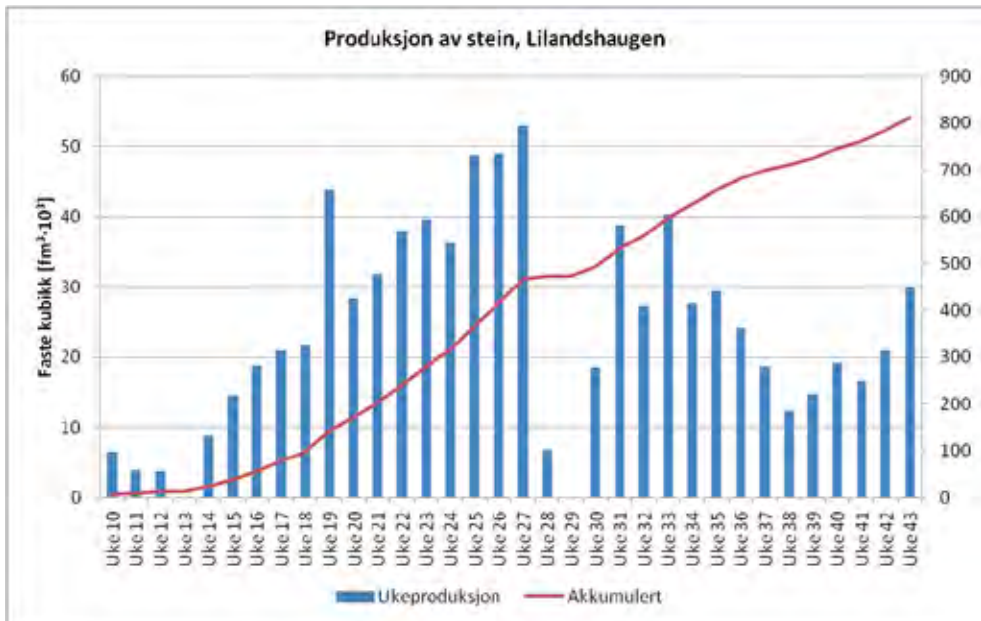
For å holde fremdriftsplan har det vært nødvendig å sprengne ut ca 25.000 m^3 fast fjell pr. uke, i de ukene hvor det har vært mulig å drive storskala drift. En del uker med mindre produksjon går bort til åpnings- og avslutningsarbeid samt ferieavvikling. Per 1. november er det sprengt ca. $815\,000 \text{ m}^3$ fast berg, fordelt på ca. 340 salver, hvorav ca 70 salver har vært grøftearbeid. Det er sprengt stort sett én produksjonssalve om dagen, og disse salvene har stort sett vært større enn 5000 m^3 . De største salvene har vært oppi hele $15\,000 \text{ m}^3$. P.t. gjenstår ca. $200\,000 \text{ m}^3$ sprengning.

Det aller meste av bergmassene er kjørt til gjenfylling av Skjenavatnet og Lønningstjernet, og til bygging av støyvoller på vestsiden av flystripa. Det har vært behov for råsprengte masser sågar som tilvirket materiale i form av nedknust og siktet materiale. En betydelig anleggspark har vært benyttet til dette arbeidet:

- 1 stk gravemaskin 100 tonn
- 3 stk gravemaskin 75 tonn
- 2 stk gravemaskin 50 tonn
- 3 stk gravemaskin 30 tonn
- 4 stk borerigger og 2 stk bortårn på gravemaskin
- 2 stk hjullastere
- 2 stk doser 40 tonn
- 2 stk tipp-trucker 70 tonn
- 16 stk ledd-dumpere 40 tonn

- 2 stk valser 26 tonn
- 2 stk knuseverk (grov og fin)
- Diverse anleggsutstyr som platevibratører / kappsager / traktor m/kosteutstyr + mv.

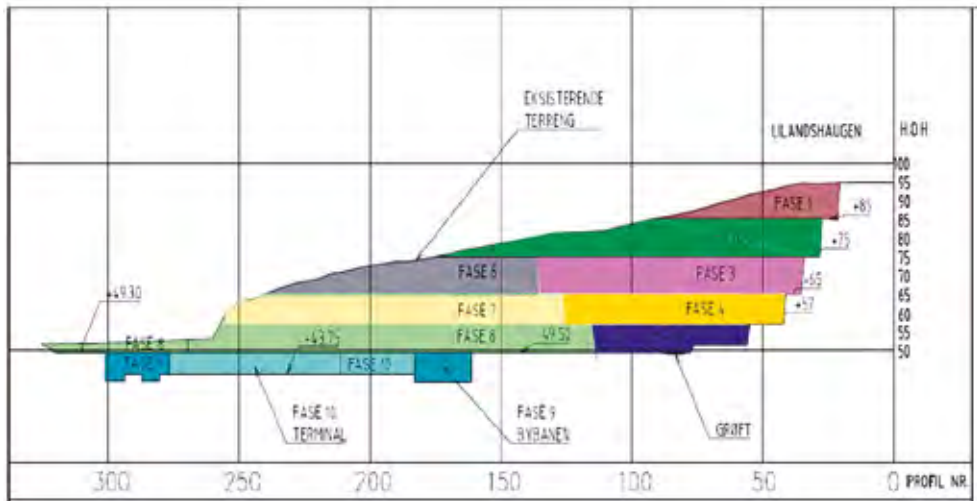
Knuseverkene står på anleggsområdet ved Skjenavatnet, som ligger nord for Lilandshaugen, forbi de eksisterende parkeringsanleggene. Transport av masser dit har foregått med lastebiler langs det offentlige vegnettet. Dette gjelder sågar masser for knusing og masser som er lagt direkte i fylling. Tipptruckene og ledd-dumperene transporterer masser på et eget uavhengig anleggsvegssystem ned til Lønningstjernet og til deponi og støyvoller på motsatt side av flyplassen. Anleggstrafikken fra bruddet krysser Fv176 - Lilandsvegen under en midlertidig bro sør for bruddet, og anleggsvegen til deponi/støyvoller går på sørsiden av flystripa, innenfor flyplassens inngjerding.



Figur 3 Produksjon av sprengstein i Lilandshaugen fom uke 10 til uke 43.
Ukeproduksjon venstre akse, akkumulert produksjon høyre akse

Sprengningsopplegg

En viktig milepæl i prosjektet har vært å gjøre klar åpning av ny vegparsell gjennom Lilandsåsen, slik at man kunne sperre Lilandsvegen, for å kunne sprengne i disse områdene, og fortsatt holde fylkesvegen åpen. Sprengningen startet defor med nedsprengning av området i øst, lengst vekk fra flyplassen, og samtidig på de høystliggende områdene. Skissen i figur 3 viser faseplanen som ble planlagt. Denne er fulgt mer eller mindre til punkt og prikke. Man ønsket etablere store flater så raskt som mulig for å kunne drive effektivt, samt at man tidlig fikk tilgang på mye berg. Tilgang på stein var kritisk for å sette i gang utfylling av de to vannene. Et annet viktig poeng var også å begynne i god avstand fra flyplassen slik at man opparbeidet seg kunnskap og erfaring om fjellet, som ville være nyttig når man gradvis skulle sprengne seg nærmere og nærmere områdene til flyplassen.



Figur 4 Faseplan for utsprengning av Lilandsåsen

Nedsprengningen har foregått pallvis, med maksimal pallhøyde på 10 m. Utslagsretninger i fase 1-5 har hovedsakelig vært mot vest og sørvest, hhv i mot og langs med flystripa. Sprengning av berget i Fase 6-8 har foregått hovedsakelig mot øst, vekk fra flyplassen.

Sprengning av ytterkantene i fase 6 og fase 7, har vært ekstra utfordrende, særlig mot nord-vest, mot det eksisterende parkeringshuset. Dette berget ble tatt ut etter at vegparsellen gjennom bruddet ble åpnet, og den gamle Lilandsvegen rundt åsen ble stengt. Det ble lagt opp fylling mellom berget og parkeringshuset, for å unngå sprut og ras mot konstruksjonen.

I skrivende stund (1. november 2013) er man i slutten av fase 8, og man skal nå begynne å sprengne ned gropene til terminalen og Bybanen.

Salvedata

- Pall høyder 10 m
- Bormønster $2,0 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} = 5,0 \text{ m}^2$
 $2,0 \text{ m} \times 2,75 \text{ m} = 5,5 \text{ m}^2$
- Borhulldiameter 70 mm
- Stang diameter 45 mm
- Sprengstoff CentraTM Gold 80 – emulsjonssprengstoff
Eurodyn 3000, 55 mm (dynamitt) - primer
- Tennmidler UnitronicTM 600 – elektronisk tennsystem
- Sprengstoffforbruk $0,65 \text{ kg}/\text{m}^3$

Alle sprengstoffer og tennmidler er levert av Orica Norway AS.



Figur 5 Bruddet er gjennomgående åpent i øst hvor ny parsell skal ligge. Berg mot parkeringsanlegg står igjen mot nord-vest. Primo september 2013.

SPRENGNINGSMESSIGE UTFORDRINGER OG LØSNINGER

Det å utføre en så omfattende sprengnings- og masseflyttingsjobb tett inntil en høyt trafikert flyplass er som nevnt utfordrende. HMS har vært i høysetet gjennom hele prosjektet, og i forbindelse med sprengningsarbeidene har dette innebært strenge og faste rutiner.

Utfordringene med sprengingene har vært delvis motstridende. Tøff framdriftsplan har vært kritisk, samtidig som man har hatt restriksjoner vedr bl.a. skytetidspunkt, pallhøyde og borhullsdiаметer. Dette har man taklet ved å velge driftsløsninger og produkter som har gitt nok produksjonskapasitet og jevn tilgang på masser, samtidig som sikkerheten er bevart.

Håndtering av sprengstoff

På grunn av tett bebyggelse i området, og stor trafikk på alle kanter av anlegget har det ikke vært aktuelt å lagre noe sprengstoff på anleggsområdet. Alle patronerte produkter og tennere tilkjøres hver dag fra Orica's kundelager på Stend, og hentes av entreprenøren selv. Overflødige produkter er returneres samme dag. Emulsjon leveres fra Orica's bulkstasjon på Ågotnes. Nærhet til lager og pålitelige leveranser har vært avgjørende i prosjektet.

Boring

Det er benyttet borigger med GPS-posisjonering. Dette innebærer flere fordeler. Man sikrer i første omgang et nøyaktig ansett, og en riktig innretning av bortårnet. Unøyaktig boring, med tilhørende sprutfare er en vesentlig sikkerhetsrisiko ved anlegget. Ved bruk av GPS, vet man hvor tidligere salver har vært, og man kan optimalisere fronthullene i salva i forhold til bakre rast i foranliggende salve. I tillegg kan man forskyve bormønsteret slik at man unngår å skråme på tidligere sprengte hull. I kombinasjon med elektroniske tennere vil man også lettere kunne finne evt forsagere dersom de skulle oppstå, når man vet GPS-posisjon på hullene og i hvilket hull en udetonert tenner har stått.



Figur 6 Boring med GPS-rigger fra både Atlas Copco og Sandvik.

Skytetidspunkt

Det er lagt opp til to skytevinduer hver dag. Ett om formiddagen mellom kl 12:00 og 14:00, og ett om kvelden mellom kl 18:30 og kl 20:00. Opplegget rundt hver sprengning, med stans av all person-, bil- og flytrafikk, postering og evakuering av bruddet har vært tidkrevende og det medførte at man raskt innså at ett skytetidspunkt var det ideelle. Entreprenøren har prøvd å sprengte til samme tidspunkt hver dag, kl 19:15. Formiddagsvinduet har vært brukt for skyting av mindre salver og grøftarbeider.

I forbindelse med hver salve skal skytebasen ha kontakt med driftsentralen på flyplassen i to runder før skytetidspunkt; 2 timer før og 20 minutter før. Når alt er klart (1 minutt før), ringer skytebasen opp til utrykningsleder på flyplassen, som holder kontakt med alle involverte på flyplassen. Utrykningsleder og skytebas har direkte kontakt under hele skyteprosessen. Det har på det meste vært totalt 25 posteringsvakter som settes ut i området ved sprengning.

Et kontrollert og punktlig skytetidspunkt har vært avgjørende for en smidig og sikker samhandling mellom anleggsdriften og omgivelsene. Det har ikke vært rom forsinkelser i forbindelse lading, dekking og kobling. Alternativet ville vært å vente til neste skytevindu.

Dekking av salver

Dekking av salver med tunge skytematter har vært nødvendig på alle salver. På grunn av restriksjonene på skytetider har man sett seg nødt til å øke salvestørrelsene for å produsere nok stein. Ettersom pallhøyden og borhulldiameter har vært "låst" med hensyn på sikkerheten, måtte man øke salvenes flateareal. Dekkeprosessen har i så måte fått en mer avgjørende rolle i sprengningsarbeidet. Det har krevd store mengder dekningsmateriell, samt at det har vært tids- og ressurskrevende.

Ikke sjelden påfører skytematter skader eller brudd på tennerledninger. Dette kan medføre halvskutte salver, eller gjenstående sprengstoff i enkelthull. Forsinkelser i forbindelse med omskyting og stans i arbeidet er lite lønnsomt og svært kritisk i dette prosjektet. Det viktigste argumentet er likevel den økte risikoen for utidig detonasjon av gjenstående sprengstoff i røysa under lasting, ved påboring eller rensk av tidligere sprengt pall eller pigging/spretting av knøl.

For å løse disse utfordringene, ble det tidlig bestemt at man måtte ta i bruk elektroniske tennere, og for dette prosjektet Orica's UnitronicTM 600 Blasting System. Med dette systemet kan man kontinuerlig overvåke koblingskretsen under dekking, og med en gang iverksette tiltak ved brudd på tennerledning og skytekabel eller ved for store lekkasjer. Dette er mye mindre tidkrevende enn å måtte gjøre det til slutt når alle mattene er lagt på.

Dekkingsmattene dekker i utgangspunktet toppen og øvre del av salven. Nedre del og foten av pallen er forsvarlig sikret mot sprut med tilbakelegging av masser foran stuffen.



Figur 7 Dekking med tunge skytematter med gravemaskin påmontert jibb. Primo september 2013 – Fase 7. Steinmasser lagt opp langs foten av salven, t.h.



Figur 8 Salve ferdigdekket. Primo september 2013 - Fase 7.

Unitronic™ 600 elektronisk tennsystem

Vassbakk & Stol trekker fram flere fordeler ved bruk av et elektronisk tennsystem, og da Oricas Unitronic™600 i dette prosjektet:

Enkel og rask kobling: Koblingsblokkene klipses på skyteledningen i vilkårlig rekkefølge, og kan gjøres parallelt med skanning/angivelse av forsinkertider, av flere personer.

Enkelt lager hold: Alle tennere er like, foruten evt variasjon i lengde på tennerledningen.

Toveis kommunikasjon: Man kan til en hver tid kontrollere funksjonalitet til tennere, f.eks. under dekking. Man får dokumentert og kvalitetssikret om detonasjon virkelig har skjedd, etter at salven er avfyrt.

Sikkerhet mot utidig detonasjon: Tennerne kan kun avfyres etter at de er ladet opp med en Unitronic™ Blast Box enhet. Dette innebærer at man har et sikkert, ufølsomt tennsystem i salva inntil man evakuerer og stenger området før skyting. Tennerne kan også benyttes nært inntil høyspent, jordkabel og radiosendere.

Nøyaktige og fleksible forsinkertider: Med Unitronic™600 kan man forsinke opptil 10000 ms, med inntil 800 tennere per salve. Forsinkertidene kan velges med 1 ms intervaller, og har en nøyaktighet på 0,03%.

Rystelseskontroll: Man kan enkelt sørge for etthullstenning og dermed få økt kontroll på rystelser.

Vassbakk & Stol har også erfart og påpekt noen ulemper ved bruk av systemet:

Avfyring: Opplading av tennerne tar typisk 3 – 4 minutter før de er klare for initiering. Denne ventetiden kan oppleves noe lang.

Dekking: Noe lav batterikapasitet, da man ved dekking er avhengig av å ha testboksen påkoblet i flere timer. Batteriene kan da dø ut. I tillegg har testboksene vært for dårlig tettet med tanke på regnvær. Man har vært avhengig av å ha dobbelt sett av utstyret. Problemet med vann og fukt ble imidlertid løst med implementering av Scanner 200 med integrert testboks.

Skanning og kobling: Strekkoden som skannes kan falle av, eller bli ulesbar dersom man må tørke vekk søle og skitt. Koblingsblokkene kan bli ødelagte dersom de blir trampet på. I alle tilfellene medfører dette ekstraarbeid for å få angitt riktig forsinkertid.

Vassbakk & Stol vil likevel påpeke at disse ulempene til nå ikke har medført vesentlige forsinkelser med hensyn på skytetidspunkt, eller negative forhold med tanke på sikkerheten.



Figur 9 Unitronic™600 elektronisk tennar, Skanner 200 med integrert testboks og Blast boks

Rystelser

Det utføres rystelsesmålinger på aktuelle bygninger, konstruksjoner og vibrasjonsømfintlige installasjoner kontinuerlig. Leverandør av denne tjenesten er Ing. Trond Eeg Vatne AS, med internettløsning fra Nitro Consult (ncvib.com). Fram til i dag har det stått 8 målere rundt anlegget, se figur 10. P.t. (1. november) har det ikke vært spesielle utfordringer vedrørende rystelser. Det forventes økt fokus og nærmere oppfølging av dette når man nå går over mot slutten av Fase 8 og inn i de senere fasene, når man nærmer seg eksisterende terminal ytterligere.



Figur 10 Oversikt over målepunkter for rystelser plassert rundt Lilandshaugen.

OPPSUMMERING

Som entreprenør og leverandør av sprengstoff mener Vassbakk & Stol og Orica Norway at UnitronicTM600 elektroniske tennere har vært en av suksessfaktorene for prosjektet, som til nå har vært gjennomført uten sprengningsuhell, ingen sprut og null forsagere, eller sprengningsrelaterte forsinkelser.

I tillegg til de sikkerhetsmessige og praktiske fordelene som dette systemet gir, mener Vassbakk & Stol også å se forbedret sprengningsresultat i form av bedre fragmentering og lette lasteforhold. Skytebasene synes salvene kommer fram rolig og pent, og de har ikke opplevd noen form for utblåsninger eller sundskutte matter.

Vassbakk & Stol har sett den totale nytten av UnitronicTM600 elektronisk sprengningssystem, og mener fordelene helt klart utkonkurrerer ut de økte kostnader som dyrere tennere innebærer. Totalt har det gitt en merkostnad, sammenlignet med konvensjonelle ikke-elektriske tennere (Nonel), på ca 1 million kroner eller ca. 1 kr/m³. Sammenlignet med potensielle forsinkelser, praktisk, heft og unødig sikkerhetsrisiko er denne kostnaden beskjeden.

Vassbakk & Stol har tatt med seg erfaringene ved bruken av systemet, og bruker dette på flere bynære prosjekter i Bergensområdet. Orica ser også en økende interesse for produktene fra andre entreprenører. Om man setter HMS i første rekke, så vil elektroniske tennere være det beste valget for mange prosjekter i tiden fremover!

**STAD SKIPSTUNNEL – FAGLIG OG FORRETNINGSMESSIGE VURDERINGER
STATUS OG VIDERE ARBEID****Stad Ship tunnel – professional and business assessments
Status and further work**

Sjefingeniør Jarle Strand Kystverket

SAMMENDRAG

Stadhavet er det mest værutsatte og farligste havstykket vi har langs norskekysten. Målet med dette prosjektet er å sikre en tryggere seilas langs Stad. Stortinget har i Nasjonal transportplan 2014-2023 siste periode satt av 1 milliard kr øremerket dette prosjektet. Det er lagt opp til konvensjonell sprengning med tunnelborerigg og pallerigg. Tunnelmassene benyttes til å etablert 2 kunstige øyer i Moldefjorden. Samfunnsøkonomiske analyser viser at netto nytte blir minus 910 millioner kroner, totale kostnader til prosjektet er ca 2 milliarder kr.

SUMMARY

Stadhavet is the most exposed and dangerous part along the Norwegian coastline. The goal of this project is to ensure a safer fairway along Stad. The Norwegian parliament has in the National transport plan 2014-2023 in the last period set aside 1 billion NOK earmarked for this project. The tunnel will be excavated by conventional drill and blast with top heading and benching. The masses will be used to establish two artificial islands in the Moldefjorden. Economic analysis shows that the net benefit is minus 910 million NOK, the total cost of the project is about 2 billion NOK.

INNLEDNING

Stadhavet er det mest værutsatte og farligste havstykket vi har langs norskekysten. Det er problematiske bølgeforhold og det området med klart mest og sterkest vind. Kråkenes fyr, som ligger like sør for stad, er den meteorologiske værstasjonen med flest stormdøgn, som varierer fra 45-106 døgn per år. Vind-, strøm- og bølgekombinasjonen rundt denne kystlinjen med navn Stad gjør strekningen til et spesielt krevende område langs Norskekysten.

Kombinasjonen av havstrømmer og undersjøisk topografi skaper spesielt komplekse og uforutsigbare bølgeforhold. Svært høye bølger kommer fra ulike kanter samtidig og kan skape kritiske situasjoner. Forholdene innebærer også at tunge bølger kan henge igjen flere dager etter at vind har stilnet. Det innebærer vanskelige seilingsforhold selv på dager med lite vind.

Målsettingen med prosjektet er å forbedre fremkommelighet og sikkerhet for sjøtransport forbi Stad.



Geografisk plassering av tunnelen

Utredninger i 2000-2001 og 2007-2008 har analysert flere alternative tverrsnitt og traseer for tunnelen. Den endelige traseen er valgt fordi Stadhalvøya her er på det smaleste, og samtidig er farvannet tilstrekkelig skjermet til at skipstrafikken vil kunne nytte tunnelen under de aller fleste værforhold. Når det gjelder tverrsnittet så er det her vurdert tre alternativer, nullalternativ, liten tunnel og stor tunnel. Dimensjonerende fartøy for liten tunnel ble satt til ringnottråler med bredde 13 m og dybde under vann 8 m og/eller fraktefartøy (fryseskip) med bredde 18 m og dybde under vann 6 m.

For stor tunnel ble det også lagt til grunn at skip tilsvarende hurtigruten i tillegg skulle kunne passere gjennom.

Utredninger som grunnlag for valg av trase og tverrsnitt ble gjennomført i forbindelse med konseptvalgutredningen (KVU) og etterfølgende ekstern kvalitetssikringsprosess KS1. Stortinget vedtok i fm Stortingsmelding 26 (Nasjonal transportplan 2014-2023) å gå videre med stort tunnelalternativ, dette legges til grunn videre i denne orienteringen.



Traseområde mellom Kjødøpollen og Moldefjorden

FAGLIGE VURDERINGER

Stad skipstunnel sammenlignes i utredningene som en ekstra lang fjellhall eller som en biltunnel med ekstra stort tverrsnitt. Det er gjennomført mange fjellhaller i Norge med denne størrelsen og kompleksiteten på prosjektet ansees som overkommelig.

Noen nøkkeltall om tunnelen:

- ✓ lengde 1700 meter
- ✓ høyde mellom bunn og taket i tunnelen 49 meter
- ✓ bredde mellom veggene i tunnelen 36 meter
- ✓ arealet på tverrsnittet 1625 m²
- ✓ volum uttak fast fjell ca 3 million m³, tilsvarer ca 7,5 million m³ med sprengt fjell
- ✓ totale kostnader ca 2 milliard kroner
- ✓ byggetid ca 5 år

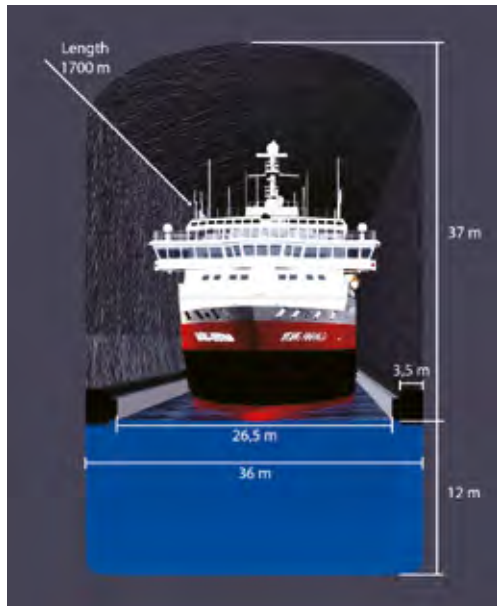
Drivemetode

Det er lagt opp til konvensjonell sprengning med tunnelborerigg og pallerigg. Øvre del av tunnelen, takskiv/heng, tas ut med tunnelborerigg. Øvrig sprengning utføres med pallerigg.

For gjennomføring av forskjæring og tunnel er det tenkt etablering av dam foran tunnelåpninger for å sikre tørr drift.

Deponi tunnelmasser

Tunnelmassene kjøres direkte ut på fylling i Moldefjorden, der det vil bli etablert 2 kunstige øyer, se figur under med utsnitt fra reguleringsplan.



Illustrasjon av tverrsnitt med hurtigruten



Del av reguleringsplan – kunstige øyer i Moldefjorden

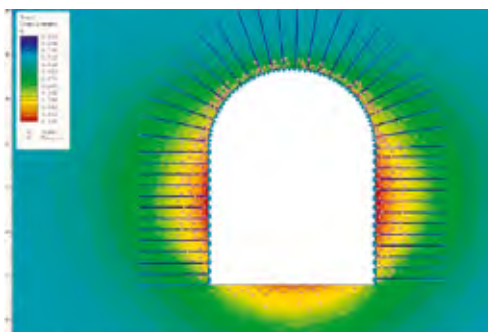
Sikringsmetode

Det er gjennomført geologisk overflatekartlegging, refraksjonsseismikk samt kjerneboringer for å kartlegge geologien. I tillegg er det benyttet numeriske modeller for å vurdere typer av sikringsmidler som bør benyttes. Det vil bli gjennomført ytterlige geologiske undersøkelser, fotrinnsvis kjerneboring i nivå takskive/heng langs hele traseen.

Foreløpige vurderinger av sikringsmengder er angitt i tabellen under.

Type sikring	Enhet	Prosjekt
Forbolter, L=8m	stk	3959
Fullt innstøpte bolter, L=6m	stk	44794
Forankrede virestag, L=15m	stk	8770
Uarmert sprøytebetong	m ³	2714
Fiberarmert sprøytebetong	m ³	23356
Sikringsbuer	stk	39
Vann- og frostsikring	m ²	0
Injeksjon	tonn	0

Sikringsmengder



Figur fra analysen(NGI)

FORRETNINGSMESSIGE VURDERINGER

I denne sammenheng vil det være naturlig å se på de samfunnsmessige økonomiske effektene dette prosjektet kan medføre til. Det er gjennomført en samfunnsøkonomisk analyse av prosjektet som har vurdert disse sidene, og en har kommet frem til at de forventede samfunnsøkonomiske kostnadene vil bli 2,1 milliard kroner. De tallfestede forventede samfunnsøkonomiske inntektene (nytteeffekter) forventes å ha en størrelse på 1,2 milliard kroner. Disse estimatene innebærer at tallfestet netto nytte blir minus 910 millioner kroner.

(tall i mill kr)

Samfunnsøkonomiske kostnader	(kr)
Investeringskostnader	1 565
Drifts- og vedlikeholdskostnader	165
Skattefinansiering	366
Samfunnsøkonomisk nytte	
Verdien av nyskapt trafikk med hurtigbåt	478
Verdien av spart ventetid	54-118
Verdien av spart drivstoff	149
Verdien av spart reisetid	118
Verdien av overført trafikk fra vei til sjø	+
Færre ulykker	242
Økt trygghet	+
Økt utenlandsk turisme	+
Reduserte miljøutslipp	114
Positive effekter for fiskerieringen	++
Øvrige næringseffekter	+

Hovedelement samfunnsøkonomisk analyse

Som tabellen viser så er de ikke-prissatte effektene følgende:

- Verdien av overført trafikk fra vei til sjø
- Økt trygghet
- Økt utenlandsk turisme
- Positive effekter for fiskerieringen
- Øvrige næringseffekter

For at prosjektet skal være samfunns - økonomisk lønnsomt, må således nåverdien av ikke-prissatte nytteeffekter være minst 910 millioner kroner. Dette tilsvarer en fast årlig nytteverdi tilsvarende 55 millioner kroner.

I forbindelse med videre utredninger skal det utarbeides blant annet en gevinstrealiseringsplan, som vil vurdere mulighetsrommet for noen av de ikke-prissatte effektene.

STATUS OG VIDERE ARBEID

Kystverket har utarbeidet en konseptvalgutredning (KVU 2010) som omhandler alternativene "Nullalternativ" (uten nye tiltak), "Liten tunnel" og "Stor tunnel" (Hurtigruta). Det er videre avlevert en ekstern kvalitetssikring KS1-rapport etter bestilling fra Fiskeridepartementet og fra Finansdepartementet der en har kvalitetssikret KVU 2010 og kommet med anbefalinger for en eventuell videreføring av prosjektet.

Det er opp igjennom årene gjennomført en rekke undersøkelser og analyser for prosjektet, og utredningsnivået ligger godt over det som kan forventes til en KS1-fase. Det er i rapporten spesifikt bedt om at blant annet følgende blir utredet ved en eventuell videreføring av prosjektet:

- driftskonsept
- ytterlige geologiske undersøkelser
- fastsettelse av prosjektspesifikke mål
- etablering av en gevinstrealiseringsplan

I tillegg må følgende gjennomføres:

- revisjon av gjeldende reguleringsplan, tilpasset stor tunnel
- krav i henhold til de sentrale styringsdokumentene

Regjeringen har i Meld.St. 26 Nasjonal transportplan 2014-2023 sagt at de ønsker å gå videre med et forprosjekt til KS2, og at en da skal ta utgangspunkt i det "store" tunnelalternativet da dette ansees å ha et større nyttepotensial. Det er satt av 1 milliard kr i andre del av planperioden og med mulig oppstart etter 2018. Det er p.t. ikke kommet noen formell bestilling på forprosjektet fra departementet.



Figur: Faseinndeling i statlige prosjekter

REFERANSER

Informasjonen til dette dokumentet er i hovedsak hentet fra rapporter med følgende referanser:

- ✓ Kystverket (2010): "Konseptvalgutredning Stad skipstunnel"
- ✓ Holte consulting/Pöry (2012): "KS1 Stad skipstunnel"
- ✓ Holte consulting/Pöry (2012): "KS1 Stad skipstunnel - Usikkerhetsanalyse"
- ✓ Holte consulting/Pöry (2012): "KS1 Stad skipstunnel – Samfunnsøkonomisk analyse"
- ✓ NGI (2007): "Stabilitetsanalyse og sikringsprognose for utvidet profil"

NY I NORGE – ERFARINGER ETTER ETT ÅR SOM UTENLANDS FORETAK I NORGE, MED EKSEMPLER FRA PÅGÅENDE PROSJEKTER

Randi Hermann, Siv ing, Markeds og Anbudssjef Bilfinger Construction Norge
Audun Aaland, Siv. ing, Daglig leder Bilfinger Construction Norge

SAMMENDRAG

Bilfinger har siden 2002 vært representert i Norge på flere store infrastrukturprosjekter. Disse prosjektene ble frem til høsten 2012 styrt fra Bilfinger Construction's sitt kontor i Göteborg Sverige. I 2012 etablerte Bilfinger Construction seg i Norge som et NUF med eget regionkontor i Oslo. Bilfinger Construction har i dag 4 pågående prosjekter i Norge på tunnel og bru. Bilfinger satser langsiktig i Norge og vil også tilnærme seg andre markeder i årene som kommer.

SUMMARY

Bilfinger has since 2002 been represented in Norway on several great infrastructure projects. These projects were managed by Bilfinger Construction's office in Gothenburg, Sweden, to The autumn 2012. In 2012, Bilfinger Construction was established as a NUF with a regional Office in Oslo. Bilfinger Construction has four ongoing projects in Norway in tunnel and Bridge. Bilfinger has long term plans in Norway, and will approach for other markets in coming years.

SELSKAPET**Bilfinger konsern**

Bilfinger er et tysk ingeniør- og industri konsern med over 66 000 ansatte, representert i over 45 land over hele verden. Omsetningen i 2012 var på over 65 Mrd NOK. Selskapet har hovedsete i Mannheim, Tyskland. Konsernet har en klar internasjonal profil der over 60 % av omsetningen er utenfor Tyskland. Bilfinger konsern er et av de største entreprenørfirma i Tyskland med en historie som går 130 år tilbake. Selskapets historie startet i 1883 da August Bernatz fullførte sitt første store prosjekt i Lothringen og deretter etablerte det som er i dag Bilfingers hovedkontor Mannheim, Tyskland. Selskapet har i de siste ti årene gjennomgått en endring fra å være et rent ingeniør-og entreprenørfirma til i dag å være et engineering- og industrikonsern.

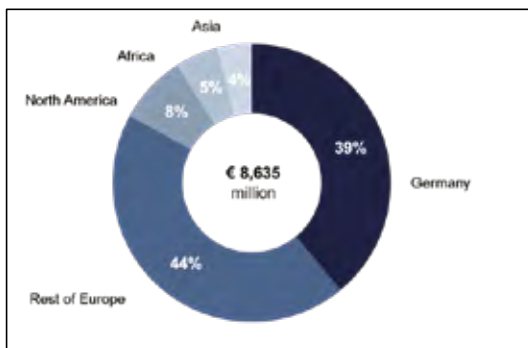
Konsernet består av segmentene:

- Industri
- Kraft
- Bygg og drift og vedlikehold
- Anlegg og infrastruktur

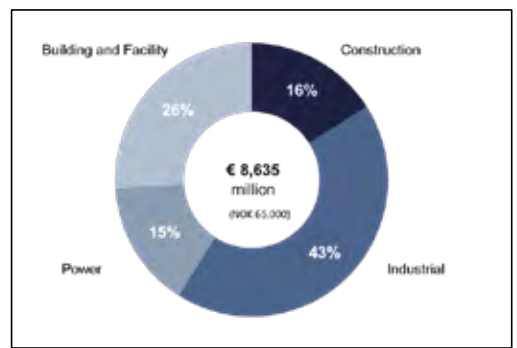
Av disse segmentene er Industri den største. Innunder denne delen finner vi selskapet Bilfinger Industrial Services som er det klart største med en andel på 43 % av den totale omsetningen. Innfor kraftsegmentene er aktiviteten til Bilfinger knyttet både til kjernekraftverk og biogass/fjernvarmeanlegg. Bilfinger har et stort marked innenfor tradisjonell byggevirksomhet i Tyskland. Innenfor segmentet anlegg og infrastruktur (Construction) finner vi selskapene Bilfinger Construction og Bilfinger Infrastructure. Begge disse selskapene er nå også etablert representert i Norge. Construction sin andel av omsetningen utgjør 16 % av selskapet



Figur 1 Segmenter i Bilfinger konsern



Figur 2 Geografisk fordeling av omsetning



Figur 3 Fordeling av omsetning i segmentene

Bilfinger er i dag sterkt representert i Norge. Hoveddelen av Bilfinger ansatte er i dag i Bilfinger Industrial Services (Tidligere BIS Production Partner AS + BIS Production Partner IFS AS) og Bilfinger Industrier. Til sammen utgjør disse selskapene over 3700 ansatte i Norge. Bilfinger Industrier arbeider i dag innenfor fagfeltene:

- Landbasert Industri
- Olje og gass

- Energi og vannkraft
- Havbruk og Næringsmiddel

Alle Bilfingers sine selskaper gjennomgikk en navneendring og en samling av logoer til en logo. Dette har gitt en mer synlig profil også i Norge.

I Anleggsmarkedet i Norge er nå Bilfinger representert med selskapene Bilfinger Construction GmbH og Bilfinger Infrastructure S.A. Bilfinger Infrastructure S. A har hovedsete i Warszawa. De har spesialisert seg på broer og store infrastrukturprosjekter og har i dag ansvaret for all brobygging i betong lokalt og internasjonalt.

Bilfinger Construction

Bilfinger Construction GmbH har hovedsete i Wiesbaden, Tyskland. Bilfinger Construction GmbH er delt inn i regioner og teknologier.

Teknologier:

- Tunnel
- Kraftlinjer
- Kai og offshore
- Fundamentering
- Spenneteknikk,
- Stålkonstruksjoner

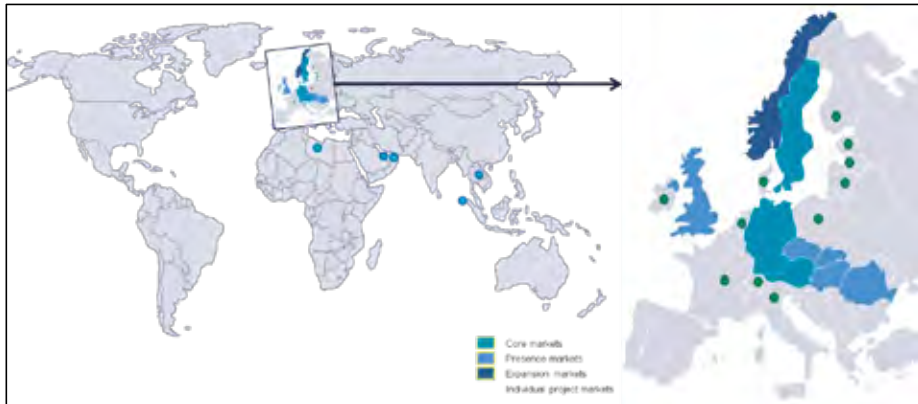
I tillegg til dette har Bilfinger Construction en egen prosjekteringsavdeling som er organisert i serviceavdelingen. Totalt er det ca. 3000 ansatte i Construction. Selskapet omsatte for 1200 Mill Nok i 2012.

Ved gjennomføring av større sammensatte prosjekter samarbeider regioner med teknologiene med støtte fra serviceavdelingene. På denne måten vil et regionskontor, slik som det som er etablert i Norge, være den lokale partner med lokal kompetanse og være en del av alle prosjekter som gjennomføres i regi av Bilfinger Construction.



Figur 4 Inndeling av Bilfinger Construction i regioner og teknologier

Bilfinger Construction ser et rask voksende marked i Norge og ønsker derfor en ekspansjon videre i Norge innfor alle sine avdelinger. Som en av spesialistene til Bilfinger kan det nevnes at Fundamenteringsavdelingen er markedsleder på offshore vindmølleparker.



Figur 5 Ekspansjonsmarkeder til Bilfinger

Bilfinger Construction Tunnel

Med oppstarten av Vågstrandtunnelen høsten 2012 har også Bilfinger Construction sin tunnelavdeling etablert seg i Norge. Tunnelavdelingen har hovedsete i München. Avdelingen har i likhet med Bilfinger generelt en sterk internasjonal profil. Selskapet har spesialisert seg innen:

- TBM
- Konvensjonell tunneldrift (SCL tunnelling)
- «Compressed air tunnelling»
- Innredning
- Fjellrom
- Sjakter

Selskapet har 165 ansatte og en omsetning på 130 Mill EUR. En oversikt over gjennomførte prosjekter samt pågående prosjekter i Europa er vist i figuren under. I tillegg har Tunnelavdelingen gjennomført prosjekter i Australia, Japan, Canada, Thailand og Kina.



Figur 6 Fullførte og pågående tunnelprosjekter i Europa

ETABLERING AV BILFINGER CONSTRUCTION I NORGE

Bilfingers historie i Norge

Bilfinger sitt første prosjekt i Norge var i 2002 da bygging av Svinesundbru mellom Norge og Sverige startet. Prosjekter gjennomført i regi av Bilfinger i Norge:

- Svinesundbrua, Østfold
- Skansen, Sør Trøndelag
- E18 Grimstad- Kristiansand, OPS kontrakt
- Sandesund bru, Østfold
- Smaalene bru, skråkabelbru, Østfold
- Dalsfjordbrua (betongarbeider), Sogn og Fjordane
- Imarsund bru, Møre og Romsdal

Samtlige av disse prosjektene ble ledet fra Sverige eller fra avdelinger i Tyskland.



Svinesundbrua



Skansen



E18 Grimstad-Kristiansand



Sandesund bru



Smaalene bru



Dalsfjordbrua



Imarsund bru



Etablering i Norge

Våren 2012 etablerte Bilfinger Construction et NUF (Norskregistrert utenlandsk foretak) i Norge med kontorer på Høfve, Oslo.

Bilfinger har pr i dag 4 kontrakter:

Vågstranttunnelen, E 136, Møre og Romsdal

Prosjektet ble vunnet anbudskonkurranse høsten 2012. Prosjektet er en enhetspriskontrakt for Statens vegvesen, region midt. Tunnelen er 3,6 km lang T9,5. Prosjektet gjennomføres som et Konsortium med M3 Anlegg. Bilfinger Construction utfører tunneldriving mens M3 Anlegg har ansvar for lasting og transport, også til sjøfylling til Vikebukta med lekter. Alle masser fra tunnel benyttes som sjøfylling til ny bru over Tresfjorden (Også Bilfinger). Kontraktssummen er på 372,5 Mill NOK.

Prosjektet startet opp desember 2012 og tunneldriving i februar 2013. Prosjektet har ressurser i ledelsen både fra Norge, Tyskland og Østerrike. På tunneldrivinga har Bilfinger valgt å ansette Norske /Skandinaviske tunneldrivere.



Figure 7 Vågstrandtunnelen

Tresfjordbrua, E 136

Bygging av Tresfjordbrua startet vinteren 2013. Brua er 1200 lang og 13,75 bred. Seilingshøyden er 32 m. Fundamenteringsdybden er opptil 40 m. Hovedspennet er 160 m. Prosjektet er komplisert med blant annet plassering av store senkekasser med diameter på 30 m og høyde på 35 m på 40 m dybde og omfattende peling til fjell i tildels harde og steinfylte masser. Kontrakten ble tildelt Bilfinger høsten 2012 og hadde en verdi på knapt 600 Mill NOK. Brua ble vunnet med en differanse til nærmeste konkurrent på ca 25 %. Brua ble vunnet på grunn av teknologisk fordeler på fundamenteringsarbeidene. Fundamenteringen utføres i egenregi.



Figur 8 Illustrasjonsfoto av Tresfjordbrua /Foto: Statens vegvesen/



Figur 9 Pågående peling på Tresfjordbrua med peleriggen «Anne-Gret» Bilfinger er markedsledende på fundamentering på store dyp. /Foto David Zadig/

Oppstart 2 nye prosjekter:

Vinteren 2014 starter også to nye bruprosjekter opp:

- Harpe bru (Der Bilfinger er UE for AF gruppen)
- Farris bru, Larvik. Også denne brua ble vunnet med en differanse på nærmerer 25 % til Nærmeste norske firma. Også her ble teknologiske fordeler kontra konkurrentene avgjørende for den store prisdifferansen til nærmeste konkurrenter.



Figur 10 Illustrasjonsfoto Harpe bru og Farris bru/Statens vegvesen

FOKUSOMRÅDER FOR ÅR 1

Bilfinger viktigste fokus har vært å fremstå som en seriøs, solid og langsiktig aktør i det Norske markedet.

Fokusområdene det første år har vært:

- Ansettelse og personal:
 - ✓ Opprettelse av hovedkontor og oppstarten av to prosjekter har pågått parallelt. Det har vært et stort behov for ansettelse av norske funksjonærer og norsk/skandinaviske tunnel drivere samt personell i nøkkelposisjoner i ledelsen på hovedkontoret på Helsefyr.
 - ✓ Bli godkjent læring bedrift. Bilfinger Construction er blitt godkjent lærlingebedrift og har hatt fokus på videre satsning på lærlinger i selskapets virksomhet i Norge.
 - ✓ Være en attraktive og ryddig arbeidsgiver i markedet.
- Tariffavtale
 - ✓ Inngå tariffavtale med NAF. Bilfinger har nå en god dialog med NAF. Det har vært viktig for Bilfinger å bruke NAF aktivt. Dette har blitt svært positivt mottatt av NAF. De har gitt uttrykk for at de er svært fornøyd med samarbeidet med Bilfinger.
- HMS
 - ✓ Tilpasse og implementere Bilfingers HMS for den norske virksomheten på de nye prosjektene.
 - ✓ Forbedre H1 verdier
 - ✓ Etablering av Bedriftshelsetjenesteordning før oppstart av prosjekter
- Anbud og prekvalifiseringer
 - ✓ Fornorske all nødvendig dokumentasjon til prekvalifiseringer
 - ✓ Øke kapasiteten på antall anbud som kalkuleres med bistand fra andre avdelinger i Bilfinger
- Systemer, innrapportering, godkjennelser
 - ✓ Fornorsking av maler og avtaledokumenter, også for innkjøp og kontrakter
 - ✓ Implementere Bilfingers systemer både ute på anleggsprosjektene og på hovedkontor.
 - ✓ Registreringer i norske systemer f.eks. å bygge kort mm
 - ✓ Håndtering av skatter og avgifter i forhold til utenlandsk arbeidskraft
- Ekspandere i Norge på flere teknologier
 - ✓ Utvide markedet til Bilfinger Construction og bistå de andre teknologiene
 - ✓ Samarbeid internt i Bilfinger organisasjon og samarbeid med den godt etablerte Bilfinger Industrial Services i Norge

- ✓ Bistå Bilfinger Infrastructure (Warszawa) i deres etablering i Norge på større broprosjekter
- Nødvendige godkjenninger
 - ✓ Få godkjent utenlandske sprengningssertifikater og andre sertifikater slik at disse også gjelder i Norge.
 - ✓ Sikre at alle godkjenninger i forbindelse med anleggsdriften er i henhold til norske regler og bestemmelser
- Implementere den norske tunnelmetoden internt i Bilfinger
 - ✓ Fokus på effektiv organisering og inndrift
 - ✓ Gjøre nødvendige tilpasninger i tyske metoder for tunneldriving tilpasset norske forhold
 - ✓ Kombinere tysk og norsk teknologi samt etablere en felles plattform for gjennomføring

ERFARINGER FRA ÅR 1

Etter et år i Norge er to prosjekt startet opp og to prosjekter er i oppstartsfasen. Bilfinger prosjekter består av en kombinasjon av ledelse fra Norge, Tyskland, Polen og Østerrike. Erfaringer:

Den norske tunnelmetoden på et norsk/tysk tunnelprosjekt

Implementering av norsk tunnelmetode har vært helt nødvendig for å være konkurransedyktig på tunnel i Norge. Prosessen har tatt tid, og har til tider vært smertefull i en sammensatt organisasjon. Endringen griper inn hovedsakelig i måten beslutninger tas på stuff. Bilfinger ser at norsk tunnelteknologi og ansettelsen av norske/skandinaviske tunnel drivere er nødvendig, og at all tilpasning til et nytt marked tar tid og er krevende.

Språk og Kulturforskjeller

Med en internasjonal organisasjon vil det oppstå utfordringer både med hensyn till språk og kultur, både internt i Bilfinger samt eksternt mot kunder og leverandører og samarbeidspartnere. Prosjektene er bemannet med ressurser fra Slovakia, Tsjekkia, Østerrike, Polen, Tyskland, Sverige og Norge. Internt har det blitt arrangert kurs i Kulturtrening; "Working with Germans" og "Working with Norwegians". Fra disse samlingene var tilbakemeldingen at det er store forskjeller som finnes når det gjelder ledelse og arbeidsliv mellom Tyskland og Norge. Kulturtreningen har vært nyttig og denne vil bli videreført til alle nyansatte. Konklusjonen fra samlingene var at gjennom å forstå forskjellene, kan en også håndtere disse. Målet er å kombinere tysk planlegging og norsk fleksibilitet. Det er en tydelig ulike tradisjon i forhold til hierarki- beslutningsprosesser- "top Down Management" i Bilfinger som nordmenn ikke er så vant med.

Vi har også gode erfaringer med en sammensetning på skiftene i tunnel med tunnel drivere med ulik nasjonalitet, og har brukt mye tid på å etablere holdninger og forståelse for at vi i Norge respekterer at en tar opp situasjoner hvor en ikke føler at en er komfortabel med gjennomføring av en arbeidsoperasjon, og da stopper opp og tar dette opp med nærmeste overordnede. For oss er det et viktig budskap at: « det er du som person som kan sikre din hverdag.....», og at vi gjennom dette har forståelse og respekt for at alle skal føle en trygghet i vår organisasjon mht egen sikkerhet på sin egen kollegaers arbeidsplass.

Nødvendige godkjenninger

For å drive tunnel i Norge er det nødvendig med norske sprengssertifikater, maskinførerbevis mv samt sertifisering av anleggsmaskiner iht de norske krav og denne prosessen tar noe tid.

For svenske tunnel drivere og deres sertifikater er dette en enkel saksbehandling der en bekreftelse av utsteder samt nødvendig dokumentasjon er tilstrekkelig. For Tyske, Sveitsiske og Østeriske sprengningssertifikater er godkjennelsesordningen vesentlig tyngre. Spesielt har kravet om å dokumentere forskjeller i utdannelsesopplegg/pensum/erfaring vært en krevende prosess. Bilfinger håper og tror at denne prosessen kan forbedres med samarbeid med DSB samt også andre entreprenørselskap med samme utfordringer. Når det gjelder sertifisering av maskiner har dette vært smertefritt.

Anbud og Prekvalifiseringer

Etter et år med anbudsarbeid der det norske regionskontoret er sterkt involvert, er erfaringen at kjennskapen til prosskoder, bestemmelser, standarder, kontrakt, lover og regler har økt vesentlig fra våre kalkulasjonsavdelinger i Göteborg, Wiesbaden, München og Warszawa. Erfaringen er at stadig mindre mengder dokumenter må oversettes i takt med økt forståelse. Sum utenlandsk selskap kan det være vanskelig å oppfatte nyansene i det det byggherren etterspør. Dette gjelder både i krav i prekvalifiseringen, anbud og gjennomføring.

Våre erfaringer etter Bilfingers etablering i Norge, er at medias sterke fokusering på at utenlandske firmaer kommer inn og presser/dumper prisene i Norge ikke gjenspeiler det riktige bildet sett fra vår side. Vi har så langt slitt med å komme ned på det prisenivå som våre norske konkurrerende firmaer har kunne vise til i anbud på tunnel.

Interesse for selskapet

Det er en stor interesse for Bilfinger som selskap hos kunder, konkurrenter, leverandører, studenter og media generelt. Det har vært og er et stort fokus på utenlandske entreprenører i Norge. Bilfinger ønsker å bli oppfattet som en langsiktig og seriøs aktør og er på samme måte som de andre entreprenørene opptatt av konkurransebetingelsene skal være like for alle.

Bilfinger ser at markedet, både hos konkurrenter og byggherrer, har problemer med å forholde seg til at Bilfinger er et NUF. Det vil si at regionen i Norge er samme juridiske enhet som Construction i Tyskland og dermed også Bilfinger SE. Dette forplikter morselskapet i større grad enn et datterselskap og skepsisen burde derfor være ubegrunnet.

Markedet

Bilfinger har hittil vunnet alle sine broprosjekter basert på teknologi; Tresfjord, Harpe og Farris. I tillegg har Bilfinger en fordel med at det benyttes i hovedsak egne ansatte på gjennomføring av store prosjekter. Dette er måten Bilfinger kan konkurrere i et norsk marked. Den norske tunnelmetoden er robust i norsk og internasjonal sammenheng og for at Bilfinger skal kunne konkurrere her må vi tilpasse seg denne metoden. Der starter Bilfinger fra grunnen.

HMS

Utenfor Skandinavia har det tradisjonelt vært en noe annen kultur/fokus med hensyn til HMS. Dette gjenspeiler seg i enkelt i statistikk og i oppnådde H-verdier. Et viktig fokusområde fremover er derfor HMS der det er vesentlig å forbedre kulturer og holdninger. Vi har lagt vekt på at HMS-ansvarlig på prosjektene skal være norske med bransjeerfaring fra Norge. Bilfinger i Norge (Bru- og tunnelprosjekt) har hatt 1 skade med fravær på de to prosjektene vi har drevet siden ferien i fjor. Vi har hatt flere alvorlige nestenulykker har medført kortere stopp i arbeidet og gjennomgang av rutiner. På prosjektene har vi sterkt fokus på rapportering av uønskede hendelser. Innrapporteringen pr. dato er minst på høyde med Norske konkurrenter. Bilfinger sentralt har en sterk og målrettet fokus på HMS men det er ulike holdninger og resultater også internt i konsernet. Industri i Norge som et eksempel har H1

verdier under 1, mens Bilfinger Construction har H1 verdier høyere enn dette. Dette er en situasjon Bilfinger Construction har sterkt fokus på å forbedre og det arbeides intenst med å forbedre sikkerhetsarbeidet i alle ledd i hele organisasjonen. Alle enhetsledere delta på sikkerhetsrunder 4 ganger på alle igangværende prosjekter og bonus for alle ledere er knyttet til deltagelse på disse sikkerhetsrundene og oppnådde H-verdier.

	LTIF Mål 2013	LTIF Hittil 2013 QII	LTIF 2012
Bilfinger Konsern	< 3,4	3,0	4,2
Bilfinger Construction	< 7,5	10,2	10,6
Bilfinger Construction Scandinavia (Norge og Sverige)	< 7,0	4,4	9,6
Bilfinger Industrial Services Norge	< 0,8	0,8	0,9

Figur 11 H1 (LTIF) Bilfinger Construction

OPPSUMMERING

Norge vil med sin store satsning på infrastruktur i årene fremover være av stor interesse for mange internasjonale selskaper. Bilfingers største ekspansjonsmarked er Skandinavia. Bilfinger har en målsetning om økt aktivitet i Norge på tunnel, kraft, bru, betong og kai bygging.

Bilfinger sin erfaring er at en etablering i det norske markedet er krevende. For å få til en god etablering er nøkkelen å være langsiktig. Bilfinger vil øke markedsandelen ved å:

- ✓ Fortsette med et sterkt fokus på å oppnå bedre HMS resultater
- ✓ Vinne markeder på teknisk "knowhow"
- ✓ Utnytte fordelene av egen arbeidskraft
- ✓ Øke samarbeidet med Bilfinger Industrial Services i Norge

**13) JERNBANETUNNEL HOLM-NYKIRKE – «RØRPARAPLYMETODEN».
OVERRASKANDE PARTI MED LITE OVERDEKKING****Railway tunnel Holm-Nykirke – «the pipe umbrella method». Tunnel section with little and no overlying rock cover.**

Siv.ing. Linda Nesje Drageset, Jernbaneverket

SAMANDRAG

Holm-Nykirke er ein 12,3km lang fjelltunnel mellom Holm og Nykirke i Vestfold. Tunnelen går gjennom byen Holmestrand og inkluderer der ein stasjonshall i fjell. Prosjektet er delt inn i 5 grunnentrepriser og det var under tunneldrivinga av den sørlegaste entreprisa, Snekkestadentreprisa, at sørgåande stoff kom inn i eit område med lite og delvis manglande bergoverdekning. På det mest kritiske mangla det berg heile 3,5m inn i teoretisk sprengingsprofil (ca.9 bogemeter i profilet var lausmasser). Takka vere systematisk forinjeksjon, fatta Jernbaneverket og entreprenøren, Marti IAV, mistanke om dårleg bergoverdekning fleire salver i førevegen og sprenginga stoppa difor i tide. Situasjonen førte til at tunneldrifta på denne stoffen stoppa opp i 5 ½ veke medan det vart gjennomført supplerande grunnundersøkingar. Det vart samtidig sett på ulike metodar for å drive gjennom dette partiet på. Dei metodane som vart vurdert var jetpeling, grunnfrysing med lake og/eller nitrogen, rørparaplymetoden samt ein metode med injiserbare Ischebeckstag og gitterbogar. Det vart også vurdert å sprengje ein by-pass tunnel for å kunne fortsette drivinga av hovudtunnelen på den andre sida av problemområdet. På bakgrunn av grunnundersøkingane samt vurdering av dei ulike metodane valde Jernbaneverket å drive gjennom partiet med den såkalla rørparaplymetoden.

SUMMARY

The Holm-Nykirke project is a section on the modernisation of the Vestfold Line. The total construction length of the project is 14.2 km and 12.3 km of the new line will pass through a tunnel with the new Holmestrand station built inside the mountain. The project is separated into 5 different tunnel contracts. As the tunnel face moved south it came into an area with little and partly no overlying rock cover. At the most critical point there was found soil 3.5m into the theoretical blasting profile. Because of the long hole drilling for the systematic injection both Jernbaneverket and the Contractor, Marti IAV, understood that there was a potential problem with the overlying rock cover, and the blasting was therefore stopped in time. The missing rock cover lead to a stop in the exploitation at this face for about 5½ weeks while additional ground surveys were done. At the same time Jernbaneverket looked into different methods to get through the problem area. Methods considered were the jet column method, nitrogen freezing and/or brine freezing, the pipe umbrella method and finally a method consisting of groutable Ischebeck anchors combined with lattice girder. Jernbaneverket also considered blasting a by-pass tunnel around the problem area to keep

exploiting the main tunnel further south. Based on the information from the additional survey and the information that was gathered about the different methods, Jernbaneverket chose to go through the problem area with the pipe umbrella method.

INNLEIING

Tunnelprosjektet Holm-Nykirke i Vestfold består av ein 12,3km lang, dobbeltspora jernbanetunnel frå Holm i Sande kommune i nord, gjennom Holmestrand kommune og til Nykirke i Re kommune i sør. Tunnelen er dimensjonert for ei hastigheit på 250 km/t.

Denne artikkelen omhandlar Snekkestadentreprisa, som er den sørlegaste entreprisa, og som består av ca. 2100m hovudtunnel, to rømningstunnalar på hhv. 320m og 400m samt ei ca. 400m lang dagsone i sør. Normalverrsnittet på hovudtunnelen er 133,1 m².

Utdrivinga av tunnelen på Snekkestadentreprisa skjer frå ein adkomsttunnel/rømningstunnel som ligg omtrent midt på entreprisa og derifrå blir det sprengt ut hovudtunnel både nordover og sørover.

Entreprenøren på denne entreprisa er Marti IAV DA som er eit sveitsisk/islandsk arbeidsfellesskap. Dette er den første jobben deira i Noreg.

MISTANKE OM LITE OVERDEKKING

Heile prosjektet har kontraktsfesta systematisk forinjeksjon der kvar skjerm er ca.24m lang og har ei stikning på 5-6m ut frå tunnelprofilen. Det blir bora ein ny skjerm for kvar 15 meter, og ved normal tunneldriving med ca.5m lange salver vil det seie at det blir bora ein ny skjerm for kvar tredje salve.

I den siste arbeidsveka før juleferien i 2012 vart ein injeksjonsskjerm bora ut av fjellet og ut i lausmassar i venstre side på sørgåande stuff. Sidan injeksjonsskjermane normalt har ei stikning på 5-6m tydde dette på at overdekninga i venstre vederlag var under 6m. Bergteknisk vart ikkje dette vurdert som noko stort problem og i følgje ingeniørgeologisk rapport skulle tunnelen passere ei forkasting med sprang på over 200m i dette området *Jernbaneverket (2010)*. Det var difor muligheiter for at det kunne vere forkastninga det vart bora inn i.

Ved forkastninga skulle det også vere ei bergartsgrense mellom basalt i nord og rombeporfyr i sør *Jernbaneverket (2010)*. I forundersøkingane vart det utført ei kjerneboring frå dagen for å finne denne bergartsgrensa, men det lykkast ikkje å finne ho på første forsøk. Det vart den gang ikkje bora fleire hol frå dagen.

TUNNELEN MISTAR BERGOVERDEKKINGA

På nyåret 2013 starta tunneldrivinga opp att etter juleferien og sprenginga heldt fram i normalt tempo. Også den påfølgande injeksjonsskjermen vart bora ut av fjell i venstre side. Jernbaneverket bestilte då boring av 3 sonderhol heilt ut i dagen for å konstatere at det faktisk var slutt på fjellet og at det ikkje berre var snakk om ei svakheitssone slik det eigentlig var

gått ut frå fram til dette tidspunktet. Det vart då konstatert at det var lite bergoverdekning. Jernbaneverket bestilte då umiddelbart fjellkontrollboring frå terrenget over tunnelen.

Jernbaneverket satte også straks i gang ei prosedyre som gjekk ut på at det før kvar salveboring vart bora 6 sonderhol for å dokumentere bergoverdekninga. Det vart bora to sonderhol øvst i venstre vegg, to hol i venstre heng og to midt i hengen. På kvar plass vart det eine holet bora for å undersøke bergoverdekninga på første salve framfor stuff og det andre holet for å undersøke overdekninga to salver framfor stuff. På den måten hadde både Jernbaneverket og entreprenøren ein viss kontroll med overdekninga før kvar nye salveboring. Ut frå resultata frå sonderhola samt resultat frå den pågåande fjellkontrollboringa, blei salvelengder vurdert fortløpande av Jernbaneverket. Etter kvart vart salvelengda redusert til 3 meters lengde, tverrsnittet vart delt og tunnelen vart sikra med forboltar og sprøytebetongbogar.

Overdekninga minka gradvis og på kvelden den 25 januar stoppa Jernbaneverket tunneldrivinga på denne stoffen. Det var då berre 1,8 meter overdekning ei salve framfor stuff og 0,5 meter overdekning to salver framfor stuff. Ut frå resultata på dei siste sonderboringane, kunne det sjå ut som at lausmassane deretter ville kome inn i tunnelen.

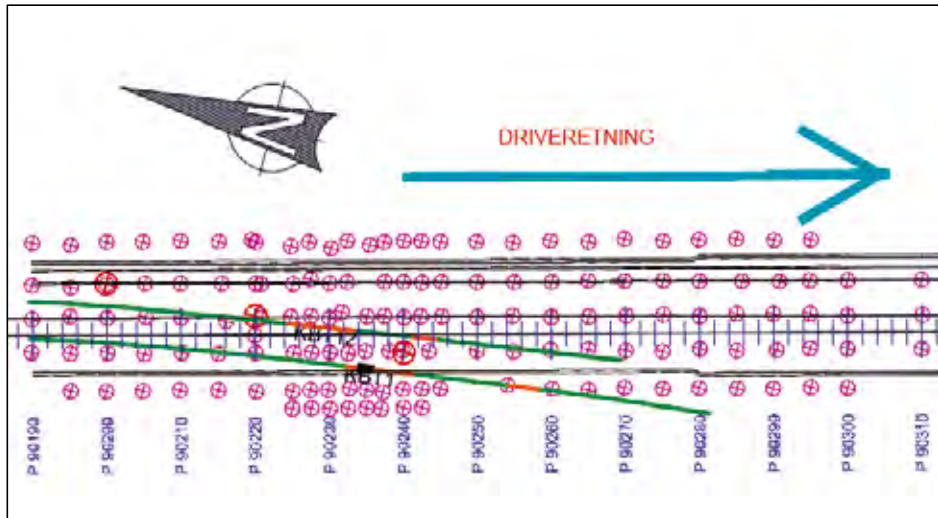
SUPPLERANDE UNDERSØKINGAR

Jernbaneverket bestilte 153stk totalsonderingar frå terrenget for å undersøke bergoverdekninga over tunnelen. Borepunkta vart fordelt over eit 170m langt og 15-23m breitt område. På grunn av kulde tok boringa lang tid og det var problem med at vatn enten fraus før det vart teke i bruk eller at det fraus på boreriggane og øydela utstyr. På det meste var det 3 boreriggar i gang på same tid. Jernbaneverket hadde ikkje tilgang på vatn i dette området, så vatn måtte transporterast frå riggområdet på 1000-litersdunkar etter kvart som det var behov.

Jernbaneverket hadde kontinuerleg kontakt med rådgivar på kontrakta, Rambøll, som igjen hadde knytt til seg NGI for kompetanse på ingeniørgeologi. Etter diskusjon med NGI vart det bora tre borehol frå terrenget med CPTU (trykksondering med poretrykksmåling) i det mest kritiske partiet. Det vart i tillegg teke opp 3 prøver frå terreng med "triple tube core drilling" frå det same området.

Frå tunnelen vart det i tillegg satt i gang kjerneboring frå stuff. Først eit 93m langt kjerneborehol i høgre side (sett i driveretninga) og deretter eit 81m langt hol i venstre side. Ansettet for kjerneborehola var plassert ca. 4,5m over sprengt såle og ca.5m og 10m frå høgre tunnelvegg. Retningsavvik vart målt og viste seg å vere heile 10m for det første holet og 8m for det andre. Begge hola hadde avvik mot sørvest.

Figur 1 viser ei oversikt over området og dei forskjellige undersøkingane som vart gjennomført.



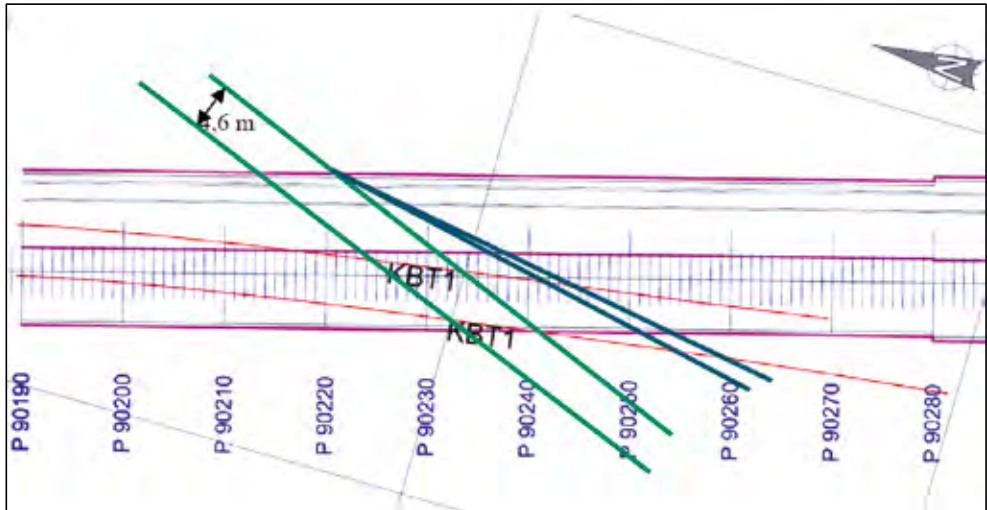
Figur 1. Oversikt over problemområdet, sett ovanfra. Rosa sirkler viser plassering av fjellkontrollboring/totalsondering, raude sirkler viser CPTU-måling og prøvetaking. Grøne strekar viser kjerneborehol frå tunnelen.

KONKLUSJONAR FRÅ UNDERSØKINGANE

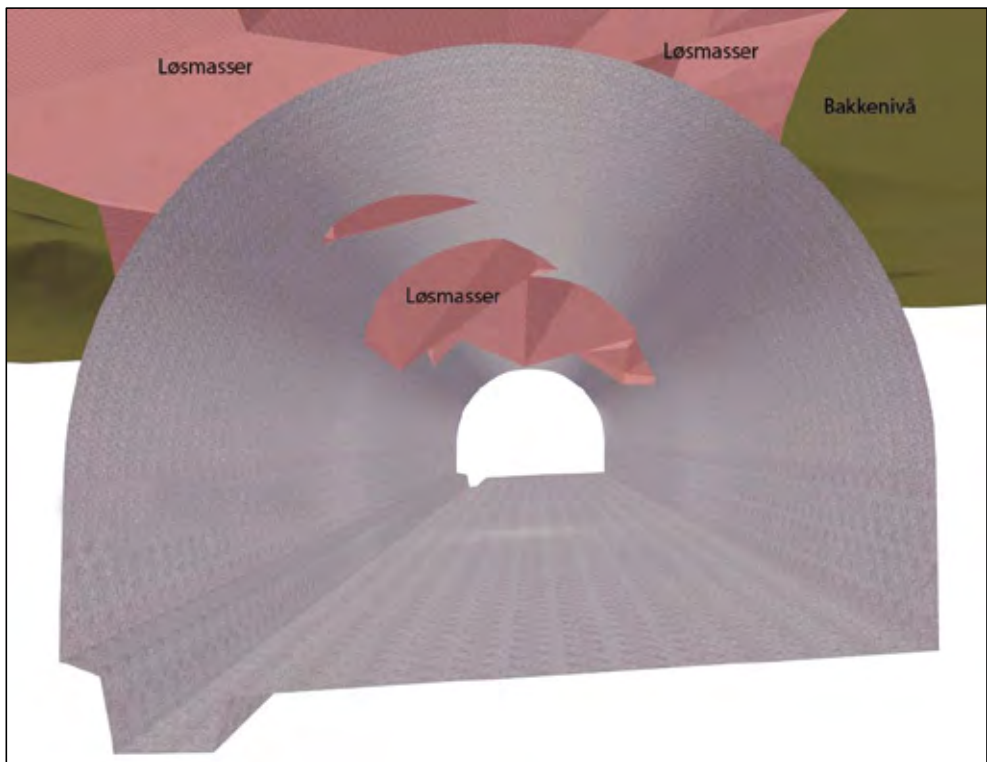
Resultata frå dei ulike grunnundersøkingane viste følgjande:

- Lite og manglande bergoverdekning over ei strekning på 60m i tunneleretninga. Partiet med dårlegast overdekning kjem inn over tunnelen frå nordaust og kryssar skrått over mot sørvest.
- Lausmassane ville i enkelte parti kome innanfor teoretisk sprengingsprofil. På det meste viste undersøkingane at lausmassane ville kome ca.3,5m inn i profilet, og ca.9 bogemeter av profilet ville då bestå av lausmasser.
- Tunnelen ville passere ei svakheitssone på ca.4,6m breidde og ei mindre svakheitssone på ca.1m breidde. Sonene består av meget oppknust fjell og noko leire. Leira vart testa og resultatet viste moderat svelletrykk. Svakheitssonene kryssar skrått over tunnelen. Sjå figur 2.
- Det ligg 15-17m lausmassar over tunnelhengen.
- Lausmassane over tunnelen består av silt/sand/leire over fastare masser med blokker, antatt morene. Under totalsonderingane vart det bora gjennom blokker på over 1m i boreretninga (dvs. ca. rett ned).
- Bortsett frå i svakheitssonene er berget godt. *Jernbaneverket (2013)*

Ut frå resultata på undersøkingane lagde Jernbaneverket ein 3D-modell som viste situasjonen i det aktuelle området. Figur 3 viser eit utdrag av denne.



Figur 2: Oversikt som viser dei to svakheitssonene. Sone nr.1 går mellom dei to lysegrøne strekane og sone nr.2 går mellom dei to mørkegrøne strekane.



Figur 3: Utdrag av 3D-modell. Tunnelen sett i driveretninga frå nord mot sør. Rosa farge viser lausmassane. Dei kjem inn i tunnelen på venstre side og skrår så over mot høgre side.

VURDERING AV METODAR FOR DRIVING GJENNOM PARTIET

Samtidig med at grunnundersøkingane vart utført starta Jernbaneverket ein prosess med å finne den mest gunstige metoden for å drive gjennom dette partiet på. Dei metodane som vart vurdert var:

- Jetpeling
- Grunnfrysing
 - Frysing med nitrogen
 - Frysing med saltlake
 - Ein kombinasjon av frysing med nitrogen og saltlake
- Rørparaply kombinert med stålbogar
- Injiserbare ischebeckstag kombinert med gitterbogor

I tillegg vurderte Jernbaneverket å drive ein by-pass tunnel eller ein pilot gjennom problemområdet for å kunne fortsette drivinga av hovudstuffen til gjennomslag i sør. Dette ville gje prosjektet god tid til å finne fram til den mest gunstige metoden for å ta ut problemområdet, både teknisk og økonomisk. På grunn av at det tok lang tid å fullføre grunnundersøkingane, vart det bestemt å gå for ei slik løysing. Ut frå boringane som allereie var utført i området på det tidspunktet i tillegg til nokre få nye borehol, framkom det at det heller ikkje på nokon av sidene til hovudtunnelen var nok bergoverdekning til ein by-pass tunnel. Det vart difor bestemt at det skulle drivast ein pilot delvis i og delvis under hovudtunnelprofilen gjennom området. Denne løysinga ville gje informasjon om bergkvaliteten og det ville dessutan vere mulig å injisere berget rundt hovudtunnelen frå piloten. Sprenginga av pilotunnel vart satt i gang, men avslutta etter ca.30 meter på grunn av at metodeval vart teke og driving på hovudstuffen kunne halde fram.

På bakgrunn av det som førelåg av informasjon frå grunnundersøkingane samt det Jernbaneverket fekk av informasjon om dei ulike metodane på den tida som var til rådighet, så vart det bestemt å gå for rørparaplymetoden.

RØRPARAPLYMETODEN

Rørparaplymetoden går ut på at det blir bora inn perforerte stålrør i berg og lausmassar over tunnelen. Røra blir deretter injisert eller gyst. Røra kan borast inn i fleire omgangar slik at ein får fleire rør over kvarandre. Tanken er at injeksjonsmasse/gysemasse skal fylle røra i tillegg til å fylle opne rom i lausmassane mellom røra. Dette vil då utgjere ein forholdsvis vasstett "paraply" over tunnelen.

På grunn av sikkerheit og rekkevidde vart profilet delt i to delar, og toppskiva vart sprengt ut og sikra gjennom heile problemområdet først. Dei nedste ca.3-4 metrane vart strossa ut i etterkant.

På Snekkestadentreprisa vart det bora inn 15m lange, 114mm stålrør med perforering for kvar meter. Røra vart levert i 3m lengder med gjenga endar og vart skrudd saman under innboring. Det vart lagt inn 12m lange Ø32 kamstål i røra for å hindre at skøytane skulle knekke ved stor belastning. Røra vart bora inn med $c/c=30\text{cm}$ og det vart satt ein ny runde med rør for kvar 7. tunnelmeter slik at det i praksis vart ein dobbel rørparaply gjennom lausmasseområdet. Røra vart så injisert med injeksjonsmasse med $v/c=0,8-0,5$ og injeksjonstrykk opp mot 15 bar. Etter injeksjon vart røra etterfylt med gysemasse for å sikre at dei vart fullstendig oppfylt.

Det vart så bora inn 12m lange injiserbare boltar i stoffen, og desse vart påmontert armeringsnett og spruta inn.

Deretter vart det sprengt 1 meter lange salver. Det vart lada forsiktig inn mot den delen av stoffen som bestod av lausmasse. På grunn av kort oppetid var sprøytebetong bestilt og betongbil på plass i tunnelen før sprenging i dei mest kritiske områda.

Etter påføring av sprøytebetong vart det montert stålbogar (HEB200). Desse fekk dermed ein $c/c=1m$. Det vart deretter montert armeringsnett (7/150/150) bak/mellom stålbogane som vart spruta inn med sprøytebetong. Og også på tunnelrom-sida av bogane vart det montert nett før den siste påføringa av sprøytebetong. I den delen av tunnelprofilet som bestod av berg vart det montert 4m lange sikringsboltar mellom stålbogane.

Stålbogane vart levert i 5 deler og montert saman på anlegget. Dei var ledda i begge sider for å gjere monteringsjobben i tunnelen enklare. For å sikre avstanden på 1m mellom bogane, vart det montert avstandsboltar mellom stålbogane.

Jernbaneanverket monterte boltar med måleplater i hengen fortløpande under drivinga og utfører framleis systematisk innmåling av desse for å kontrollere om det er setningar i hengen. Innmålingane har så langt vist at det ikkje er setningar i området.

Som nemnt, vart tunnelprofilet delt i to og toppskiva drive ut først. Det vart i praksis berre på denne øvre delen av profilet at rørparaplyløysinga vart brukt. For å få plass til rørparaply og stålbogar vart profilet på toppskiva utvida utover Jernbaneanverket si bestilling på utvida profil for tyngje sikring. For nedre del av profilet var det ikkje nødvendig med ei slik ekstra utviding og det vart difor ei berghylle i skillet mellom øvre og nedre del.

Under drivinga av toppskiva gjennom området vart veggane og såle kontinuerleg kontrollert for å vite bergkvaliteten på attståande berg før utstrossing. Planen var å skøyte på bein på stålbogane der berget hadde dårleg kvalitet og å la dei kvile på berghylla der bergkvaliteten var god.

Bilde 1-4 viser ulike situasjonar frå driveprosessen.



Bilde 1. Bildet av stoffen med lausmassar i øvste delen (mørkegrå farge). Foto: Freddy Fagerheim, JBV.



Bilde 2. Innboring av 114mm perforerte stålrør. Foto: Freddy Fagerheim, JBV.



Bilde 3. Montering av stålboge. Stålbogane vart levert i 5 delar og montert saman på anlegget. For å forenkle monteringa var bogane ledda i begge sider. Foto: Freddy Fagerheim, JBV.



Bilde 4. Utstrossing av nedre del av profilet. Foto: Jernbaneverket.

ERFARINGAR MED RØRPARAPLYMETODEN

På Snekkestadentreprisa meiner Jernbaneverket at bruken av rørparaplymetoden har vore vellykka, og er av den oppfatning at drivinga gjennom lausmasseområdet vart utført på ein sikker og kontrollert måte. Området er i dag omtrent like tørt som resten av tunnelen og det vil bli montert opprinneleg planlagt vass- og frostsikring (betongelement) også i dette området.

Rørparaplymetoden var ein tidkrevjande prosess. På Snekkestadentreprisa vart det satt 8 rundar med stålrør og montert 56 stålbogar. Det 60m lange partiet på Snekkestad tok om lag 17 veker å kome gjennom, inkludert utstrossing av den nedre delen av profilet. Kor lang tid prosessen tek er særleg avhengig av kor mange rør som må borast inn per runde og om lausmassane byr på utfordringar i forhold til innrasing. På Snekkestadentreprisa vart det bora inn rør i heile det området som i løpet av dei neste 14m tunnelmeterane ville gå inn i lausmasser. I tillegg vart det satt 1-2 rør i kvar side som gjekk i berg heile vegen. Å bore røra inn i berg tek også lenger tid enn i lausmasser.

Innboring av rør, montering av stålbogar og armeringsnett, bolting mellom bogane og sikring av stoffen gjekk stort sett utan problem.

Når det gjeld injeksjonen av dei perforerte stålrøra, så var det vanskeleg å oppnå trykk utan at injeksjonsmassa kom rennande tilbake til tunnelen på utsida av røra. Borehola var naturleg nok litt større enn sjølve røret og injeksjonspakkarane var montert inne i røra. Det viste seg å vere svært vanskeleg å tette det smale, opne rommet mellom rør og berg på ein måte som kunne motstå injeksjonstrykk. På Snekkestadentreprisa var det leire i lausmassane over tunnelen. Jernbaneverket meiner at dette kan ha vore med på å bidra til at tunnelen er såpass tørr som han er i dag i dette området.

Oppfyllinga av betong bak og mellom stålbogane vart utført med sprøytebetong. Det vart spruta på betong frå begge sider av bogane, men det var for trangt til at tuten på sprøyteriggen kunne kome nært nok til å sprute rett inn bak bogane for å fylle opp rommet mellom berg og stålboge fullstendig. I praksis vart sprøytebetongen påført på skrått inn mot berget frå kvar side av stålbogane. Sidan sprøytebetongen i lita grad flyt utover etter påføring mistenker Jernbaneverket difor at det kan vere eit kileforma, opne rom rett på baksida av kvar stålboge. Ei løysing på dette problemet kan vere å montere forskalingsnett og pumpe vanleg konstruksjonsbetong bak om stålbogane i staden for å bruke sprøytebetong. Betongen vil då flyte utover og fylle heile det opne rommet.

Ved eit par tilfelle var det også problem med at lausmassa kom “rennande” inn i tunnelen etter sprenging. Dette vart løyst på staden ved at det vart montert armeringsnett og påført sprøytebetong i området der det rann inn. Etterpå vart det bora injeksjonshol med ansett nokre meter bak området og pumpa inn injeksjonsmasse for å fylle opp eventuelle opne rom. Dette vart utført ved to tilfeller og viste seg å fungere bra. I det verste tilfellet kom ca. 3-4m³ lausmasser rennande inn i tunnelen. For å unngå denne problemstillinga i den vidare drivinga gjennom lausmasseområdet, vart det bora tre dreneringshol for kvar 7m. Desse leda vatn midlertidig bort frå området som skulle sprengast og vart deretter injisert saman med neste omgang med rørparaply. Det vart ikkje observert nokon problem med denne midlertidige dreneringa i terrenget over tunnelen. Eit anna tiltak som kunne vore aktuelt var å bore utan vatn for å unngå å tilføre lausmassane fuktigheit. Dette vart ikkje prøvd ut på Snekkestadentreprisa.

KONKLUSJON

Det overraskande partiet med manglande overdekning førte til full stopp på sørgående stuff i 5½ veker og gjennomslag mot dagsona i sør er forsinka med ca.5 månadar. Totalt sett for prosjektet fører dette ikkje til noko forseinking, men det har ført til at både grunnentreprisa og jernbaneteknikk har måtte omprioritere sine arbeid.

For Snekkestadentreprisa var rørparaplyen ein av fleire mulige metodar for driving gjennom lausmasseområdet, og Jernbaneverket si erfaring med metoden er her generelt god. I dette tilfellet sørgja metoden for ei kontrollert og sikker driving gjennom eit utfordrande parti. Når det er sagt så bestod massane over tunnelen av relativt tørre masser. Dersom det hadde vore veldig blaute masser eller stor vassføring over tunnelen, meiner Jernbaneverket at metoden hadde vore dårlegare eigna.

REFERANSAR

Jernbaneverket (2013): UVB Vestfoldbanen Holm-Nykirke, UHN07-Snekkestadentreprisen, Datarapport for grunnundersøkelser mellom 90180-90350. Dokumentnr. UVB-53-A-17111, rev.00A.

Jernbaneverket (2010): Parsell 5.3 Holmestrand-Nykirke, UHN-07 Snekkestad, Ingeniørgeologisk – hydrogeologisk rapport. Dokumentnr. UVB-53-A-17101, rev.00B.

14. Vettakollen høydebasseng - Bygging av tunneler og bergrom for vannforsyning
14. Vettakollen - Construction of tunnels and caverns for freshwater supply

Kenneth Haraldseth, Sivilingeniør Ingeniørgeologi, Sweco
Kjetil Vikane, Avdelingsdirektør, AF Anlegg

Sammendrag

Oslo kommune, vann og avløpsetaten (VAV) skal øke sikkerheten i vanntilførsel til deler av Oslo vest gjennom å etablere et høydebasseng under Vettakollen. Høydebassenget vil sikre vannforsyning uten bruk av pumper. VAV har valgt å etablere disse hovedføringene i tunneler og benytter bergrom som magasin.

I utgangspunktet vurderte VAV flere alternativer føringsveger for vanntilførselen til høydebassenget; grøfter med rør, retningsstyrt borede hull med rørføring og tunnel. Store deler av anlegget ligger innenfor «Marka-grensen» i Oslo. To ferskvann ligger tett opp til røtraseen. I tidlig fase var deler av traseen planlagt som åpen grøft innenfor «Marka grensen». Av hensyn til omgivelsene er denne delen av traseen lagt i tunnel. I tidlig fase var andre deler av traseen planlagt utført med retningsstyrt boring med rørføring, men på grunn av nærhet til vann, bebyggelse og T-bane er rørføringene også på denne strekningen lagt i tunnel. Anlegget er et godt eksempel på hvordan tunneler kan benyttes for å unngå naturinngrep og for å øke sikkerheten i prosjektgjennomføringen.

Summary

Oslo Municipality, water – and sewerage department's project "Vettakollen – pressure basin" is executed to provide stable freshwater supply to parts of Oslo City.

The water basins have always been planned to be situated in rock caverns. The infrastructure and water pipes to the basins have been through an interesting decision process during the design and contract clarification phase. During the design phase the Municipality had three different alternatives for parts of the right of way for the pipeline; trench, direction drilled boreholes and tunnel. Parts of the construction site are situated in a restricted recreation and natural reserve area. In this area the original plan was to install the pipeline in a combination of trench and boreholes. Another part of the pipeline was planned installed in directional drilled boreholes. These boreholes passed close to a water pond with huge risk for draining and damage to protected salamanders. For both cases the Municipality decided to construct tunnels for pipeline installation.

The Project has a high environmental focus. The Municipality's decision to install the pipeline in tunnels has been based on this the weighted environmental aspect, in addition there are several other advantages by placing a pipeline in tunnels, such as inspection and maintenance works. This is a good example to show how The Norwegian tunnel method can be used to improve the ability to reduce environmental impacts and give flexibility for the owner during construction.

1 INNLEDNING

Oslo kommune, vann- og avløpsetaten (VAV) skal etablere høydebasseng for drikkevannsforsyning i Vettakollen for å sikre vannforsyning til deler av Oslo vest. Høydebassenget har som formål å kunne sikre vannforsyning ved eventuelle strømbrudd./1/. Vettakollen Høydebasseng består av en dagsone ved Sognsvann/Gaustad og ved Vettakollen T-banestasjon, samt ca. 2 km tunnelsystemer fra dagsonene opp til høydebasseng under Vettakollen, se Figur 14.1 nedenfor. Høydebassengene etableres i to råsprenge fjellhaller som hver er ca. 110 meter lange og 17,5 meter bredde. 500 og 600mm vannrør legges på fundament i tunnel frem til høydebassengene. Tre ventilkamre installeres for å kunne styre tilførsel og forsyning.

VAV har engasjert Sweco Norge AS som rådgiver med prosjekteringsansvar og ansvar for oppfølging i utførelsen. AF Gruppen Norge AS ved AF Anlegg utfører bygging av entreprisen som omhandler bygging av hele anlegget, inkludert delprosjektering av ventilkamre, ventilasjons- og elektrotekniske anlegg. Arbeidene startet opp høsten 2011 og skal ferdigstilles høsten 2014. Tunnelsprengningen ble ferdigstilt juni 2013 og omfattet utsprengning av om lag 115.000 pfm³.



Figur 14.1 Tegning over Vettakollen Høydebasseng

Tunnelsystemet består av følgende deler:

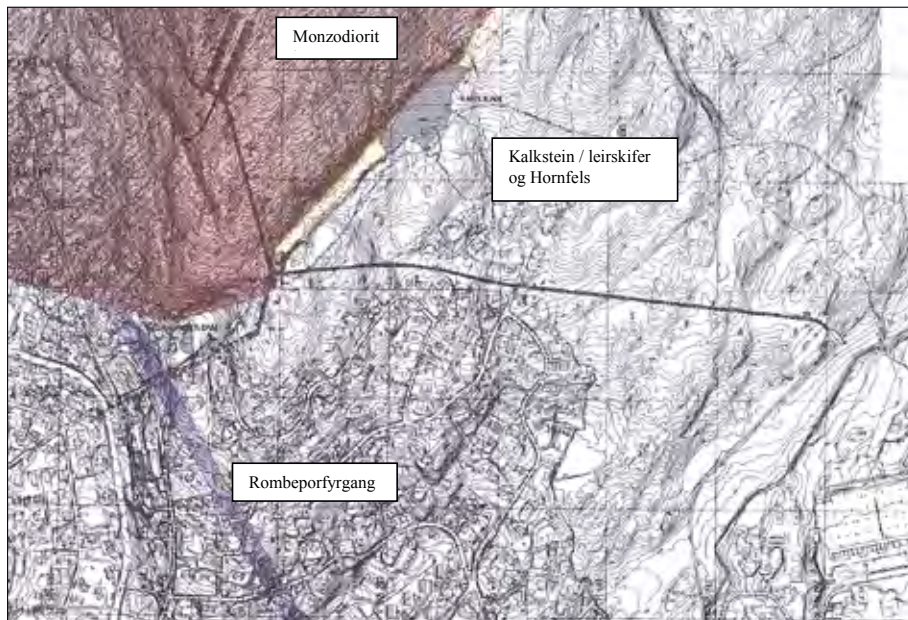
- Adkomsttunnelen fra Sognsvannsveien til fjellhallene. Denne tunnelen ca. 1450 meter lang med tverrsnitt på 27-32 m² og er drevet på stigning.
- Blindtunnelen er drevet fra midtre ventilkammer (krysset) til Vettakollen stasjon. Denne tunnelen er 465 meter lang med et tverrsnitt på 30 m² og drevet på synk.
- Rømningstunnelen er drevet vest for fjellhallene. Denne tunnelen er ca. 100 meter lang med et tverrsnitt på 18-12 m².
- To fjellhaller for høydebasseng med lengde ca. 110 meter hver seg. Bredden var 17,5 meter og høyde 12 meter, med tverrsnittsareal på 192 m².

- Det er etablert tre ventilkamre, ett ved portal ved Sognsvann, ett ved kryss ved blindtunnelen og ett ved høydebassengene.
- Sprengt sjakt mellom enden av blindtunnelen og terrengoverflaten ved Vettakollen stasjon.
- Boret sjakt mellom blindtunnelen og Planetveien.

Dette dokumentet vil i hovedsak fokusere på valg av løsning veid opp mot omgivelsene og om ingeniørgeologiske forholdene, inkludert sikring og injeksjon.

2 GEOLOGI OG GRUNNFORHOLD

Vettakollen høydebasseng ligger i Oslofeltet. Berggrunnen rundt Vettakollen består av to hovedbergarter; omdannede sedimentære bergarter dannet i mellom- og senordovicium (480 – 440 million år) og monzodioritt (akeritt) av antatt permisk alder (290 – 250 million år). /2/.



Figur 14.2 Ingeniørgeologiske kart, Sweco 2010.

2.1 Forundersøkelser – ingeniørgeologisk beskrivelse før anleggsstart

Forundersøkelser og ingeniørgeologisk kartlegging ble gjennomført i flere omganger og beskrives i Geologisk rapport til konkurransegrunnlaget /2/.

Adkomsttunnelen opp til krysset ved Båntjern og Blindtunnelen ligger i kambrosiluriske sedimentære bergarter som består av vekslende lag av kalkstein, knollekalk og skifer som er helt eller delvis omdannet til hornfels ved kontaktmetamorfose. Hornfelsen er finkornet, med lav til høy grad av skifrihet avhengig av metamorfosegraden. Under Båntjern er bergartsgrensen mot monzodioritt. Nær denne grensen var det ventet at hornfelsen ville være hard som følge av høyere metamorfosegrad.

Ved høydebassengene, nødutgangen og langs den nordlige delen av adkomsttunnelen mellom

høydebassenget og midtre ventilkammer, består berggrunnen av en dypbergart med monzodiorittisk sammensetning.

Det ble under forundersøkelsene identifisert 4 svakhetssoner med kryssing av tunneltraséen til adkomsttunnelen og 2 stykk med kryssing av blindtunnelen. I tillegg ble det med geofysiske målinger registrert lav resistivitet i en rombeporfyrgang med kryssing av blindtunnelen. I kjerneborhullene ble det registrert oppknust berg og breksje i svakhetssonene.

Bergoverdekningen var i hovedsak forventet å være mellom 10-20 meter langs adkomsttunnelen med unntak av usikkerhet knyttet til kryssing av svakhetssonene og ved påhugget. Ved to lokaliteter var det forventet mindre enn 10 meter bergoverdekning.

Det var ventet hovedsakelig normale driveforhold. 80 % av berget i prosjektet er i klasse middels berg eller bedre med hovedtyngde på godt berg. Likedan er 4 % klassifisert som svært dårlig berg eller dårligere. Sikring skulle normalt bestå av bolter og sprøytebetong, men ved kryssing av svakhetssoner var man forberedt på å måtte bruke forbolting og etablering av armerte sprøytebetongbuer eller eventuelt full utstøpning.

Hovedsprekkeretningene var ventet å ha gunstig orientering i adkomsttunnelen øst for krysset (midtre ventilkammer), mens det i blindtunnelen og i adkomsten videre oppover fra krysset var ventet noe mer ustabilitet i veggene som følge av steile akseparallelle sprekker.

Et av fokusområdene i prosjektet har vært ivaretagelse av grunnvannsstand over anlegget og spesielle hensyn til Båntjern og Salamanderdammen (mot Vettakollen stasjon). Det var derfor satt relativt strenge tetthetskrav. I blindtunnelen forbi salamanderdammen og ned mot Vettakollen stasjon ble kravet satt til 10 L/min/100 m. Det samme gjaldt også for strekningen under bebyggelsen ved Melkeveien, kryssingen av bergartsgrensen og videre frem til der hvor adkomsttunnelens kotehøyde i sålen var høyere enn vannstanden i Båntjern. Resten av anlegget skulle ha tetthetskrav på 20 L/min/100 m.

Risikoen knyttet til grunnvannsdrenasje var i dette prosjektet hovedsakelig relatert til uttørking av Salamanderdammen, redusert vannstand i Båntjern og uttørking av vegetasjon i myrområder. Terrenget ligger i sin helhet over marin grense.

For å møte kravene til tetthet i tunnelen var det forventet kontinuerlig forinjeksjon i ca 50% av anlegget og bruk av sonderboring med noe forinjeksjon i de sedimentære bergartene, hovedsakelig knyttet til nærhet til Båntjern og selve høydebassengene.

2.2 Faktiske ingeniørgeologiske forhold

Den ingeniørgeologiske beskrivelsen fra forundersøkelsene stemmer bra overens for beskrivelse av bergartsgrenser og identifisering av de fleste svakhetssoner, men utførelsen viser behov for betydelig mer sikring, injeksjon og en større utstrekning av hard hornfels, se tabell i figur 14-4.

Ved midtre ventilkammer viste bergartsgrensen seg å fremstå som komplisert, med en blanding av forskjellige typer gangbergarter og løsrevne blokker og flak fra hornfelsen som lå omhyllt i størkningsbergartene (xenolitter). Det var derfor i realiteten mange bergartsgrenser i dette område fremfor én distinkt. Disse var imidlertid stort sett godt «sveiset» og utgjorde ingen større utfordringer. Likevel, som følge av den kompliserte geologien og geometrien av

krysset samt økt tverrsnitt i midtre ventilkammer, ble sikringsomfanget her økt i form av tettere boltemønster og tykkere lag av sprøytebetong.



Figur 14-3: Bilde av stoffen i midtre ventilkammer. Her var det 4 bergarter; til venstre middelkornig monzodioritt, til høyre en finkornet rødaktig gangbergart, i midten en inneslutning av hvit hornfels og to stykk svarte bergganger av diabas.

Hornfelsen og de andre delvis omdannede sedimentære bergartene viste seg å fremstå som harde og sprø; enkelte steder nesten «glassaktig». Dette gav seg uttrykk i en typisk pen sprengt tunnelkontur og finfragmentert sprengstein. Konturflatene ble ofte beskrevet som typisk «sprøytefjell» på grunn av den store mengden med sprengningsinduserte riss som lett gav en del smådryss. Det ble derfor besluttet å bruke sprøytebetong langs hele tunnelstrekket for å unngå fremtidig nedfall og overflateforvitring. Bolter ble installert etter et systematisk mønster. Stedvis var boresynken faktisk helt nede i 0,5m/minutt.

Monzodioritten fremstod som mer grovblokkig. Den ble også hovedsakelig sikret med sprøytebetong og bolter, men med noe mer vekt på god plassering av boltene. De steile sprekke gav, slik som forutsett på forhånd, ustabilitet i veggene. Boltemønster måtte trekkes godt ned på veggflatene for å binde samme blokkflakene og hindre utvelting.

I området ved øvre ventilkammer og i hallene for høydebasseng var bergforholdene stort sett uendrede fra adkomsten nord for midtre ventilkammer, dvs monzodioritt. Men som følge av at vegg høyden og spennvidden økte betraktelig fikk man i større grad kjenne hvor stor betydning de steile sprekkesettene gav for veggstabiliteten. Det ble rensket mye og man prøvde ulike tiltak for å få en så stabil veggkontur som mulig. Forskjellige bormønstre for salvene ble prøvd ut hvor man blant annet benyttet uladete sømhull i konturen og dobbel kontur. Hele tverrsnittet ble imidlertid sprengt i én salve, og med bredde på 17,5 meter og maks høyde over 12 meter er nok dette noe av det største som er praktisk mulig å få til ved vanlig salveboring. Maskinell rensk i hengen ble utført med graver som rampet seg opp på halvveis utlastet røys.

En forvitret og sterkt oppsprukket berggang med tykkelse på 3 meter krysset begge hallene på skrå (og steilt fall). Denne krysset alle de fire langveggene, og erfaringene fra den første ble brukt til de tre andre kryssingene. Her var det sikring med sprøytebetong og bolter som gjaldt, med bruk av god «plate-/bjelkeeffekt» med bolteplater utenpå betongen. Slik bandt man det nærmest jordaktige materialet godt sammen i de 8-10 meter høye veggene.

I første del av Adkomsttunnelen passerte stoffen en svakhetssone med den lave bergoverdekningen. Her var berget svært dårlig som følge av sterk forvitring. Den lave bergoverdekningen gav risiko for at injeksjonshull og sonderborhull skulle komme ut i de overliggende løsmassene. Utfordringen ble likevel løst med tett kommunikasjon mellom entreprenør og byggherre. Strategi for tetting, driving og sikring ble kontinuerlig diskutert og tilpasset slik at fremdriften ikke stoppet opp helt. Det ble boret tilpassede injeksjonsskjermer med sperreskjermer, det ble benyttet korte salvelengder og ekstra sømboringshull og det ble installert armerte sprøytebetongbuer kombinert med forbolter ved stoff. Sonderborhull med bratt stikning fra hengen avdekket at overdekningen med det forvitrede berget var helt nede i 3-4 meter.

2.3 Utførte injeksjonsarbeider

I tillegg til å møte tetthetskravene inne i tunnelen skulle man påvirke grunnvannsstanden i minst mulig grad. Det var boret 5 stykk grunnvannsbrønner hvor det var installert målere som sendte automatiske målerdata over e-post. Her ble grunnvannsendringer kontinuerlig kontrollert og sammenlignet med blant annet nedbørsdata for å få en god tolkning av fluktuasjonene. Det viste seg at nedbør gav tydelig respons på grunnvannsstanden.

I omtrent halve anlegget var det lagt opp til et systematisk injeksjonsopplegg. Her ble det injisert med faste mellomrom, typisk 2-4 salvelengder avhengig av behov. I resten av anlegget var injeksjonsopplegget behovsprøvd hvor det var satt kriterier på innlekkasje fra sonderborhull. I adkomsttunnelen ble det tidlig målt relativt store innlekkasjer. Det ble målt over 100 liter pr minutt og omfattende injeksjon er gjennomført. For deler av Adkomsttunnelen var overdekningen liten og en opplevde utganger i dagen. Tidlig ble det besluttet å injisere med mikrosement og benytte styrt herding. En del korte hull i hengen ble benyttet for å få tilstrekkelig dekning. Dette injeksjonsopplegget viste gode resultater og var en effektiv metode og kravene til tetthet ble overholdt.

Selve injeksjonsprosedyrene, resepter, trykk og inngang ble til enhver tid justert og tilpasset rådende vann- og bergforhold ettersom man høstet erfaringer. Dette var «hotte» temaer på både byggemøter, egne særmøter og ikke minst på stoff. Her var de konstruktive «sparringene» mellom byggherre og entreprenør avgjørende for det gode resultatet.

Dette viser hvor viktig det er at injeksjonsarbeidene fremstår som et fleksibelt system med hensyn på omfang, utstyr, prosedyrer og metoder. Her er det omgivelsene som setter premissene og det gjelder å tilpasse seg disse. Tabellen nedenfor, figur 14-4 viser økt omfang.

Aktivitet	Kontraktsmengde	Utført mengde	Enhet	% mermengde
Bolter under jord på/bak stoff	9250	10455	stk	13 %
Sprøytebetong på/bak stoff	2400	5831	m3	143 %
Sonderboring	2190	10338	m	372 %
Injeksjonsboring på/bak stoff	12150	60737	m	400 %
Sementinjeksjon, standard og mikro	450000	2128564	kg	373 %
Injeksjonstid på/bak	600	1699	timer	183 %

Figur 14-4. Oppsummering av planlagt og utførte sikringsmengder.

3 TUNNEL FOR BEST Å IVARETA HENSYN TIL OMGIVELSENE

Vettakollen høydebasseng har vært planlagt bygget i lengre tid. Bassengene har alltid vært planlagt etablert under jord. Derimot har flere alternative løsninger har vært diskutert for fremføring av rør til høydebassengene. I tidlig fase var det planlagt åpen grøft og boret hull fra Melkeveien til Sognsvannsbekken og retningsstyrte borehull fra Adkomsttunnelen til Vettakollen stasjon. /3/ Bygget løsning gir kun noen få synlige konstruksjoner, i form av portalbygg og ventilasjonstårn.

Hensynet til omgivelsene har vært sentral i forhold til valg av løsning og utførelse for etablering av anlegget. Følgene miljøaspekter er vurdert som vesentlige:

- Rystelser og støy
- Påvirkning av Sognsvannsbekken
- Grunnvannsstand ved Båntjern
- Påvirkning i Salamanderdammen
- Hensyn til Osloomarka
- Trafikkforhold i forbindelse med transport

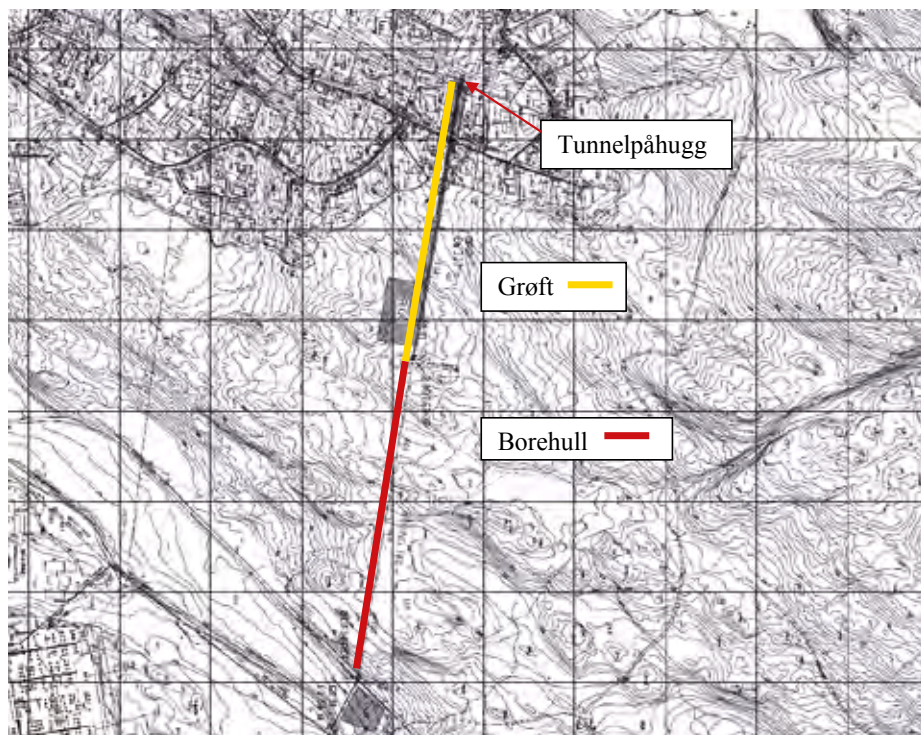
Nedenfor belyses de forhold som har innvirkning på naturinngrep og grunnvannsforhold knyttet til valg av løsning for fremføring av vannledning til høydebassenget.

Utbyggingen medfører terrenginngrep innenfor Markagrensen på areal som er definert som landbruks-, natur- og friluftsområde (LNF). Anlegget medfører også inngrep i 100 metersbeltet til Sognsvannsbekken, som inngår i den vernede Osloomarkvassdragene. Over tunneltraseen ligger Båntjern, og nedstrøms tjernet en salamanderdam med vernede arter, oppført i Norsk Rødliste. /3/

Blant annet av hensyn til Marka og Salamanderdammen er det gjort endringer på design. Tunnel er foretrukket løsning i begge disse tilfellene. Hovedårsaken til at tunnel er valgt for fremføring av infrastruktur til høydebassengene er at den norske tunnelmetoden er meget godt egnet for å ha kontroll på omgivelsene og for å sette inn tiltak. Dette fordrer at tiltakene blir iverksatt til riktig tid og mer riktig innsats. I hovedsak gjelder dette hensynet til risiko for grunnvannssenkning i Marka og i Salamanderdammen. Fra tunnelen har en mulighet til å observere og måle innlekkasje og å forinjisere etter behov.

3.1 Grøft gjennom Marka kontra tunnel

I tidlig fase var det planlagt grøft og boret hull fra Melkeveien til Sognsvannsbekken. Denne løsningen ble benevnt «Alternativ kort tunnel». Grøft ville medført en ca. 10 meter bred korridor gjennom Marka. I tillegg var tunnelpåhugget plassert midt i boligfeltet med et tilhørende riggområde innenfor Markagrensen. Det var planlagt med et borehull gjennom deler av området som var innenfor Markagrensen, se figur 14-5. Anleggsarbeidene ville medført inngrep i vernet natur og naboer, turgåere og dyreliv ville blitt påvirket i byggeperioden. Grøfta kunne ved hjelp av relativt enkle tiltak bli sikret mot drenering av omgivelsene, men kunne ha medført konsekvenser for grunnvannet lokalt i anleggsfasen. Når rørtraseen ble lagt i tunnel, er det kun rystelser og eventuell feil i gjennomføringsfasen som potensielt kunne gi konsekvenser for omgivelsene.

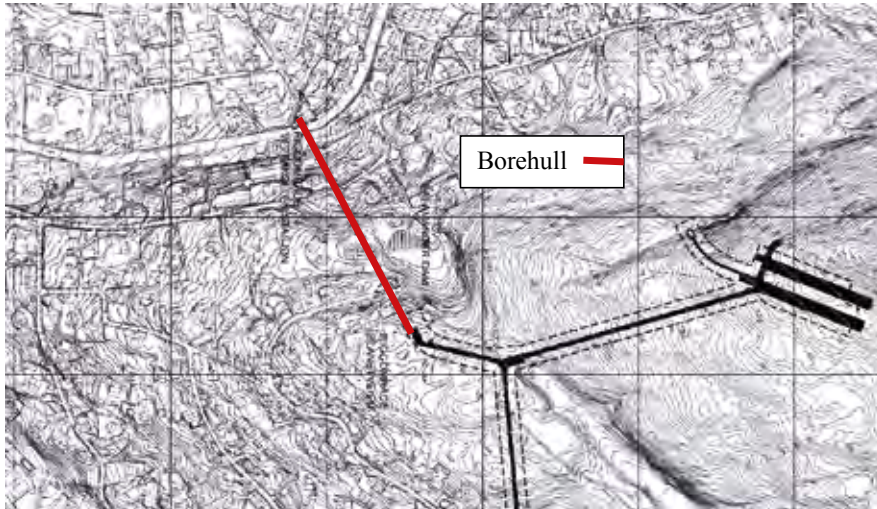


Figur 14-5. Alternativ «Kort tunnel» for føringsveg gjennom Marka.

En annen konsekvens av «lang tunnel» alternativet var at massetransporten fra tunnelarbeidene kunne gå fra Sognsvannsveien/Gaustad-området til Ring 3 i stedet for gjennom Melkeveien og Trosterudveien som er mindre egnet for anleggstrafikk.

3.2 Retningsstyrt boring kontra tunnel

Fra Planetveien/midtre ventilkammer var det i konkurransegrunnlaget planlagt to retningsstyrte borehull for fremføring av rør ned til Vettakollen stasjon. Borehullene går på siden og under Salamanderdammen vest for Vettakollen. I beskrivelsen av de retningsstyrte borehullene var det lagt inn omfattende tiltak for å hindre drenering av den vernede Salamanderdammen. Borehullene skulle krysse identifisert svakhetssone, krysse under T-Banelinjen og ende i ei byggegrop like ved Vettakollen stasjon, se figur 14-6.



Figur 14-6. Alternativ boret løsning for føringsveg til Vettakollen stasjon.

Tiltakene gikk ut på måling av retningen på borehullene under boring for å sikre rett posisjonering, gjenstøping og injeksjon fra borehullet, boring og injeksjon av sperreskjerm langs traséen fra dagen, omstøping av rør installert i borehull i tillegg til omfattende overvåking av Salamanderdammen.

Som alternativ føringsveg for vannrørene ble tunnel utredet. Fordelene med tunnelbygging er større fleksibilitet til å iverksette riktige tiltak på riktig sted. De geologiske forholdene i området var krevende, slik at en tunnel ville redusere risikoen for vellykket gjennomføring. I tillegg er kontrollmuligheten større. I utførelsen har en hatt stor glede av denne fleksibiliteten. Det har vært behov for både å endre traséen i horisontal- og vertikalplanet. I tillegg har det vært behov for en omfattende konstruksjon i knutepunktet vest for Vettakollen stasjon som tunnelløsningen har gitt muligheter for å gjennomføre på en optimal måte. Tunnelløsningen gir også adgang til fremtidig vedlikehold av rørledningsnettet.

4 GJENNOMFØRING OG DRIVING

AF Gruppen startet opp arbeidene ved Vettakollen Høydebasseng høsten 2011. AF rigget sin hovedrigg ved Sognsvann/Gaustad. Utenfor påhugget til adkomsttunnelen ble det etablert et riggområde med svært strenge krav til barrierer mot forurensing av Sognsvannsbekken. Tett membran ble lagt under riggområdet og drensvannet ble ledet gjennom renseanlegg til avløpsledning. Ei tett bru ble bygget over sognsvannsbekken. Denne var såpass lang at den ikke innvirker på bekken og sideskråningene ned mot bekken. Bekken er overvåket i hele anleggsperioden. Fotgjengere har blitt ledet over midlertidig bru, slik at en unngikk at 3. part krysset anleggsområdet i samme plan.

Tunnelarbeidene er organisert med en ordinær 2+1 skiftordning. Under boligområdene ble det innført arbeidstidsrestriksjoner på for støyende arbeider. Prosjektet og VAV har gjennom hele planleggings- og utførelsesperioden vært opptatt av informasjon til naboer og har gitt ut mange nærinformasjonsaviser.

AF benyttet en Atlas L3C tunnelrigg for tunnelene og en Atlas XE3 tunnelrigg for utsprenghing av fjellhallene. Fjellhallene ble sprengt i fulle salver i hele tverrsnittet for å forsere fjelluttaket, ivareta hensyn til tett injeksjonsskjerm og samtidig oppnå effektiv sikring.

AF benyttet egenutviklet injeksjonsrigg. Denne har full datastyring på alle parametere med nøyaktig dosering av akselerator i de tilfellene det var behov for styrt herding, for eksempel ved sperreskjerm ved liten bergoverdekning. I figur 14-4 kan en legge merke til at timeøkningen er langt mindre i prosent enn økning i injeksjonsomfang for øvrig, noe som underbygger effektivt utstyr og riktig valg av sement.

Både for å redusere rystelser og for å ta ut hele tverrsnittet i fjellhallene var det behov for å utvise kreativitet og benytte fagkompetanse. Figur 14-7 viser studering av ny ett hulls tennplan.



Figur 14-7. Teamarbeid i praksis, her gjennomgang av ett hulls tennplan under boligområdet.

5 ANDRE EKSEMPLER PÅ ANVENDELSE AV TUNNEL FREMFØR LØSNINGER I DAGEN

Oslo kommune ved Vann-og avløpsetaten (VAV) har ved flere anledninger benyttet underjordsanlegg som alternativ til anlegg i dagen. VAV har nå to nye vannledningsprosjekter under planlegging hvor tunnel blir benyttet som føringsveg. Dette er hovedvannledning mellom Oset vannrenseanlegg og Voldsløkka og vannledningsnett mellom Enebakkveien til Skullerud. Begge prosjektene ville vært utfordrende å løse med tradisjonelle grøfteløsninger og ville flere steder kommet i konflikt med hensynet til omgivelsene og miljøet.

Av andre vann- og avløpsanlegg som er bygget i fjell kan følgende nevnes:

- På Strømmen har Nedre Romerike Avløpsselskap (NRA) sitt renseanlegg under jord. Her tar de imot avløpsvann fra tre kommuner og slipper ferdig rensset vann vann ut i Nitelva.
- Renseanlegget på Bekkelaget ligger i fjell og behandler avløpsvann fra Oslo.
- VEAS-tunnelen
- Vann- og avløpsanlegg i Bergen er lagt under jord
- som kjent finnes det mange flere slike eksempler

Som kjent er det mange steder en har utnyttet underjordsanlegg for å oppnå sikre og kostnadseffektive anlegg; både til parkering, idrett, lagring, anlegg til olje- og gassindustrien og for plassering av jernbanestasjoner, blant annet som ved utbyggingen av Holmestrand jernbanestasjon i fjell.

Dette er bare noen eksempler på god utnyttelse av det unike konstruksjonsmaterialet vi har til rådighet. At miljøhensyn i så stor grad blir vektlagt for valg av underjordsanlegg er muligens en ny og interessant retning som vi i bransjen også må ha fokus på å forvalte rett i tiden som kommer.

REFERANSER

- /1/ Kontrakt.
- /2/ Ingeniørgeologisk rapport, Sweco, 2010.
- /3/ Miljøoppfølgingsprogram, Sweco2010.

Skiverasbrytning ved Rana Gruber AS Valg av driftsform og erfaring etter 1000 produksjonssalver.

Anders Bergvik, Rana Gruber AS

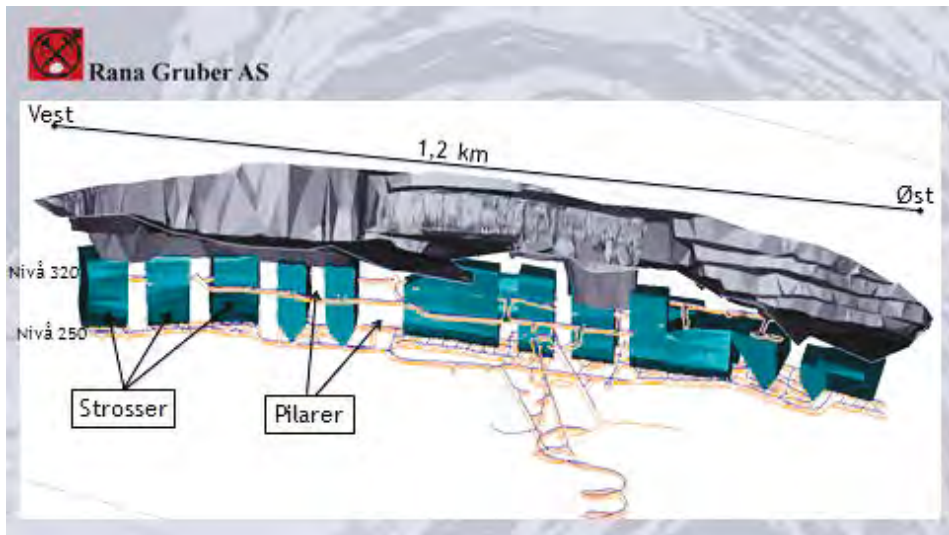
Kort om tidligere brytning.

Rana Gruber AS har tatt ut jernmalm kontinuerlig siden 1964. Fra starten var det kun dagbruksdrift. Dagbruddene har vært lokalisert på tre ulike steder, det startet like ved Storforsthei i Ørtvatnbruuddet. Flyttet vestover til Vesterfjellet med Vesterålibruddet og Finnkåtengbruuddet. På midten av 80-tallet ble dagbruksdriften flyttet til Ørtfjellet med Vestbruuddet, Eriksbruuddet og Kvannevanbruuddet.



Kartet viser oversikt over driftområder fra 1964 til i dag.

I 1999 ble det åpnet underjordsdrift i Kvannevanmsmalmen under Kvannevanbruuddet. Det ble drevet skivepalldrift fra 1999 og ut 2011, med et samlet malmuttak på ca 16 Mtonn. Boring ble gjort på nivåene 320 og 250, malmen ble lastet på nivå 250 og kjørt til knuseren i dagen på nivå 340. Årsproduksjonen varierte mellom 866 000 tonn og 1 980 000 tonn.

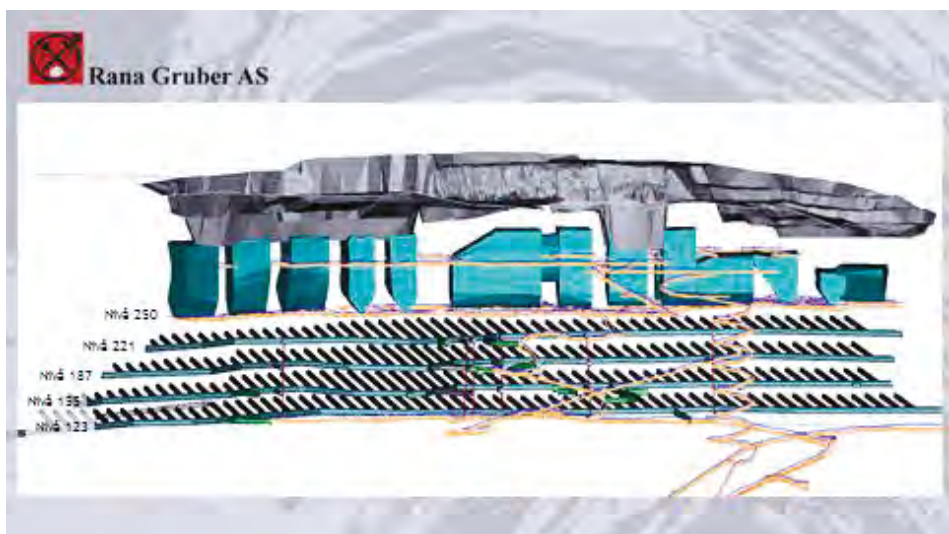


Figuren viser Kvannevanngruva med dagbrudd og strosser.

Skiverasdrift.

Fra begynnelsen av 2011 gikk Rana Gruber AS over til skiverasdrift (SLC) under jord.

Figuren under viser hvordan vi har planlagt fire SLC-nivå (221, 187, 155, 123). Det er 32 meter mellom hvert nivå. Avstanden mellom boreortene på nivåene er 22 m (fra senter til senter).

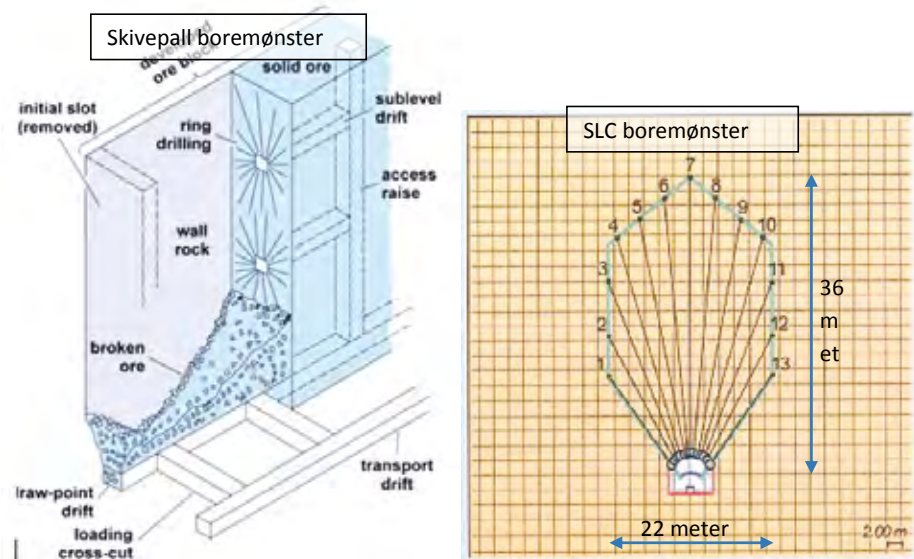


Figuren viser planlagte skiverasnivå, Kvannevanngruva.

Vi har nå skutt ca. 1 000 salver med denne nye driftsmetoden, og er nå nær en årsproduksjon på 3 Mtonn/år under jord.

Det er flere forhold som gjør at SLC ble valgt, både økonomiske, bergmekaniske og produksjonsmessige.

- Malmbasen er fordoblet i forhold til skivepalldriften
- Større fleksibilitet i produksjonen, kan ha uttak fra flere orter og fra flere nivå samtidig
- Enklere produksjonsboring, kun oppoverboring, ikke fulle 360-graders vifter



- Det lastes ikke inn mot åpne rom
- Tonnkost

Noen av de viktigste faktorene er listet i tabellene nedenfor.

Skivepall		SLC	
Tilgjengelig malm	21 Mtonn	Tilgjengelig malm	42 Mtonn
Levetid til	7 år (3 Mtonn/år)	Levetid	14 år
Tonn malm/ortmeter ca.	1700	Tonn malm/ortmeter ca.	1300

Produksjonsmessige forhold	Skivepall	SLC
• Malmbase	-	+
• Fleksibilitet	-	+
• Flere lastesteder	-	+
• Enklere produksjonsboring	-	+
• Uttynning av sideberg	+	-
• Storstein	-	-
Sikkerhet		
• Arbeid nær åpne rom	-	+
• Airblast	+	-
• Storskala stabilitet	+	-

Tonnkost	-	+
-----------------	---	---

Erfaringene så langt er hovedsakelig gode. SLC har gitt oss en kraftig produksjonsøkning under jord, fra ca 1,5 til 3 million tonn pr år. SLC krever en mye strengere produksjonsoppfølging og koordinering av de ulike operasjonene under jord. Vi ser også hvor viktig det er å holde tunnelldrift og langhullsboring tilstrekkelig foran produksjonsaktivitetene.

For Rana Gruber AS er den største usikkerheten ved SLC faren for innblanding av sideberg i malmen, som i utgangspunktet kun har et jerninnhold på 31 – 33 %. Det er gjort flere beregninger på hvor mye vi kan ta ut av oppsprengt volum for å maksimere bergfangsten, og i størst mulig grad unngå uttynningen av malmen. Vi har kommet fram til at ved å la utlastingsgraden være som i tabellen under kan vi holde jerninnholdet på utlastet malm over 30 % i hele gruvas levetid.

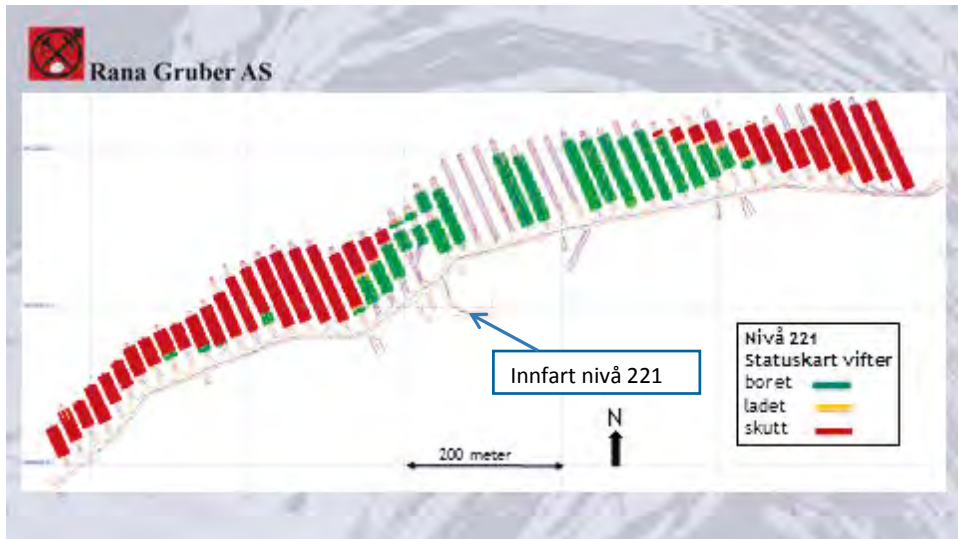
	Utlastingsgrad (% av oppsprengt volum)
Nivå 221	66 %
Nivå 187	80 %
Nivå 155	85 %
Nivå 123	85 %

Hver vifte (salve) vi sprenger under jord er ca. 3000 tonn. Det går med 1028 kg slurry for hver vifte.

Vi skyter 3-4 vifter i døgnet 6 dager i uken/ 18-24 vifter i uka, laster 3500 tonn pr skift, og sender 26 togsett i uka til oppredningsverket.

Dette medfører strenge krav til driftoppfølging slik at lasting stoppes når uttrekket i hver enkelt vifte har nådd kritisk grense for å unngå innblanding av sideberg. Hver vifte har derfor en unik ID som følger fra boring, til lading og til lasting. Operatørene på lastemaskinene teller derfor hver enkelt skuffe som kjøres fra hver vifte.

Produksjonsplanlegging og Bergmekanikk.



Kartet viser status for viftene på nivå 221. Som vist på kartet starter vi produksjon i endene og drar oss som en plog inn mot midten av nivået. Dette gjøres for å beskytte innfarten til nivået mot spenningspåvirkning. Samtidig må drafronten holdes jevn og ikke for bratt for at spenninger ikke skal ødelegge vifter i naboortene.

Vi kan heller ikke skyte vifter dersom det er en ferdigladet vifte rett på siden i naboorta.

En jevn og ikke for bratt drafront gir oss samtidig flere «aktive» orter slik at vi kan ha kontinuerlig produksjon samtidig som det lades i andre orter.

SPRENGNING ØRSKOG FARDAL

BLASTING ØRSKOG FARDAL

Kjell Erik Bakken, Contexo AS

Egil Rolstad, Erling Rolstad AS

Knut Brusletto, Contexo AS

Roger Brusletto Contexo AS

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver arbeidet som ble utført på adkomstvegen og selve tomta for ny transformatorstasjon i Sogndal. Det ble utført arbeid i svært sidebratt terreng. Det ble sprengt salver under- og inntil høyspentledninger og master. For tomta ble det sprengt ut en stor salve ladet med 132 000 kg sprengstoff. Totalt ble det sprengt ut 450 000 fm³ i prosjektet med veier og tomt.

SUMMARY

The article describes the work carried out on the access road and the site for the new transformer station in Sogndal. It was performed work in very steep mountain side. It was blasted under high voltage power lines and close to the foundation of the high voltage power masts. For the transformer site it was blasted a large round charged with 132 000 kg explosives. It was totally blasted 450 000 fm³ of rock in roads and the transformer site.

INNLEDNING OG BAKGRUNN

Statnett fikk i 2011 konsesjon på en ca. 300 km lang kraftlinje (420kV) kraftledning fra Ørskog på Sunnmøre til Sogndal i Indre Sogn. Det er det økende kraftunderskuddet i Møre og Romsdal, kombinert med planer om ny kraftproduksjon i Sogn og Fjordane som gjør at det er behov for denne ledningen med stasjoner. Entreprisen for dette prosjektet var en ny stasjon i Sogndal med veitilknytning. Statnett skulle bygge ny transformatorstasjon på Skardsbøfjellet/Hagafjellet i Sogndal kommune med nødvendig veg tilknytning fra Øvstedalen. Vegen skal dimensjoneres for tungtransport trafo og de manøvreringsegenskapene til spesialkjøretøy som blir benyttet ved transport av transformatorer. Total last inkl. henger er 452 tonn, og gir et akseltrykk på 15,5 tonn. Lengden på transporten er ca. 80m. Hovedentreprenør har vært Contexo AS, med Erling Rolstad AS som underentreprenør på boring, sprengning, knusing og transport.

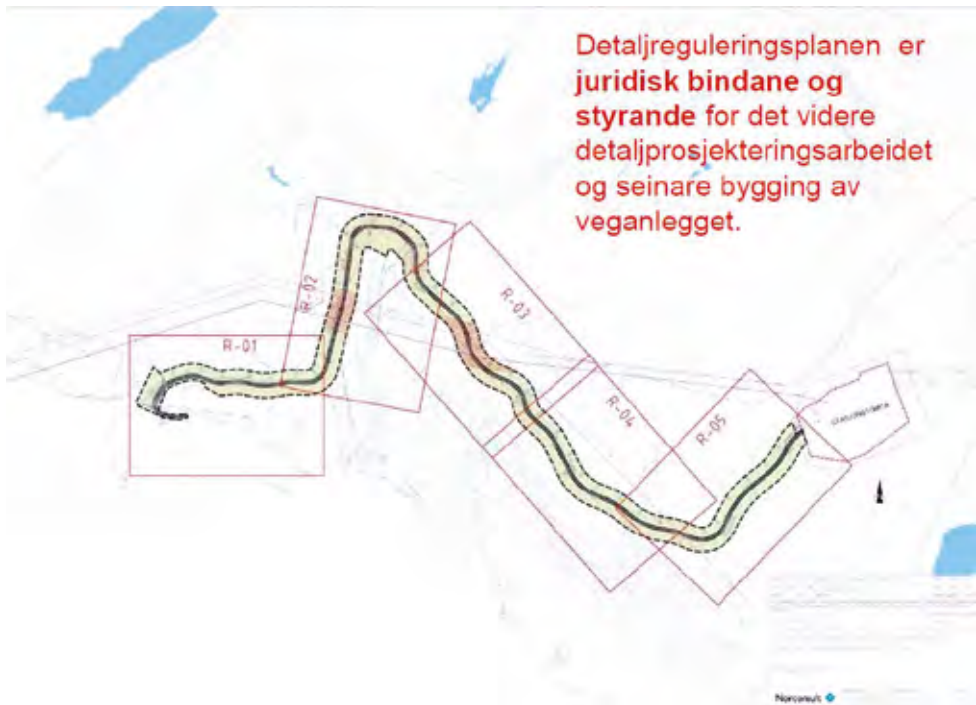
DE TØRRE FAKTA OG UTFORDRINGER

I tabell 1 er det gitt noen fakta for prosjektet slik det var formulert i forutsetningene.

Tabell 1. Prosjekterte mengder fra byggherren.

Forhold	Data/krav og kommentarer
Lengde	Ca. 4210 m fra Mannsverk til eiendomsgrense stasjonen
Fjell (pfm^3)	149 400
Matjord (pfm^3)	12 000
Jord/løsmasser (pfm^3)	26 900
Myr (pfm^3)	13 200
Fylling (pfm^3)	48 100
Bakkeplanering, foreløpig modell (pfm^3)	19 700
Vegetasjonsdekke, 30 cm (pfm^3)	13 200
Flåsprengning (m^2)	10 000
Asfalt Ab 16, 4 cm (m^2)	27 400
Asfalt Ab16, 5 cm (m^2)	27 800
Bærelag, 21 cm (m^3)	6 200
Forsterkningslag, 45 cm (m^3)	14 800

Det er svært varierende terreng langs traséen med vekslende innmark, beiteområder, myr, granskog, løvskog og fjellterreng. Traséen må også krysse et stort antall eiendommer. Enkelte områder har svært sidebratt terreng med en sidehelling på 55 %. Vi måtte også krysse myrområder, et stort antall bekkefar og flere markante juv/dalsøkk. Ikke minst krysser traséen eksisterende kraftlinje og det skulle sprenges relativt nærme eksisterende kraftmaster. Det var dessuten ikke foretatt grunnundersøkelser i vegtraséen. Noen av disse utfordringene vil vi diskutere nærmere i senere kapitler. Figur 1 viser detaljreguleringsplan.



Figur 1. Reguleringsplanen for veitraséen.

GEOLOGI

Strekningen der prosjektet skulle drive veien og ta ut for ny kraftstasjon er av NGU kartlagt som gneis som er stedvis båndet, mylonittgneis, og gneis som er stedvis margerittisk og massiv. Begge områdene er av Jotun-Valdresdekkekomplekset.

UTFORDRINGER I PROSJEKTET

Figur 2 viser hvordan vegen er lagt i bratt terreng.

Steinsprang eller ras

I forutsetningene for entreprisen var det gjort en ROS-analyse og laget en rapport fra NGI. Hovedpunktene fra disse arbeidene var som følger når det gjelder veitraséen og naturbasert sårbarhet, at vegen skal ikke endre risikobildet og vegen skal tilfredsstille krav til landbruksveg når det gjelder ras og flom. Med en sidehelling på 55 % og uttak av skjæringer i dette terrenget var det behov for etablering av sikring. Figur 2 viser rasvoller og sikringsgjerd som ble etablert i områder langs vegen.



Figur 2. Svært sidebratt terreng på store deler av trasseen.



Figur 3. Eksempel på sikringstiltak langs trasseen for å unngå steinsprang mot underliggende områder, jordvoller og steinsprangnett.

Sprengning under kraftlinje og nær master

På figur 2 er det vist at vegen krysser eksisterende kraftlinje to ganger. Ved disse kryssningene måtte det selvsagt legges opp til høy grad av sikkerhet, både for å unngå skade på en linje som er i drift, men ikke minst sikre at fundamenten til kraftmastene hadde samme stabilitet som før berguttaket.

For sprengningen så er det definert i lovverket hvilke materiale som kan brukes i nærheten eller under kraftlinjer, det er også klart sagt at man ikke skal utsette for- eller påføre skade på menneske, dyr eller materiell. Her er det ikke-elektriske tennere, kontrollert ladningsmengde, god fordemning og nok matter som gjelder.

Vegen var prosjektert i en avstand på ca. 7 meter fra mastefundamentene. Berget hadde her et naturlig fall fra mastefundamentet og mot vegbanen. Det var derfor fare for at en sprengning ville ta bort foten til fundamentet og vi kunne få utglidning. Figur 4 viser mastefundamentet og de naturlige sprekke i berget. Vi hadde her en diskusjon med Multiconsult og det ble satt vertikale forbolter ca. 1 meter bak teoretisk kontur. Boltene var kam Ø 32 mm med lengde

slik at de sikret ned til planum vei. Boltene ble satt med en meters mellomrom og vinklet litt inn i berget. Alle bolter ble gyst fast fra bunnen av hullet og fikk herde tilstrekkelig før det ble sprengt i nærheten.



Figur 4. Høyspentmastene og berget med fall mot vegen.

Selve salven foran høyspentmatene på figur 4 ble sprengt som en salve i full høyde. Det var ca. 4000 fm³ i salva. Det ble brukt 3 tennere i hvert hull for å sikre initiering og det ble brukt dobbelt dekning med matter.

Under hele uttaket av berg langs traséen var sikkerheten satt som nummer 1. Det var alltid fare for utvelting av berg, steinsprut, dyr i nærheten og eventuelt tredje personer i område. HMS og Sikker Jobb Analyse var en meget viktig del av den daglige driften. Til slutt var vi nådd området for den nye trafostasjonen og det skulle gjøres vurderinger av hvordan området skulle tas ut.

STORSALVA

Før en prøver seg på en slik storsalve, så må man ha mye erfaring i denne type berg. Det hadde entreprenøren fått gjennom sprengning langs traséen og ved at det var skutt ut berg på samme tomt litt etter litt. Den største salva før storsalva var på 28 000 fm³.

Den erfaringa vi hadde fått viste att det var lite eller ingen sleppdannelser i berget som ville få betydning.

Den enkle, men godt gjennomtenkte vurderingen vi gjorde før vi bestemte oss for å skyte «alt i en smell» var at

- Vi ville bli ferdig med bergarbeidet og slippe salveskjøter.
- Vi ville slippe utgraving av fri stuff av neste salve, dette er svært tidkrevende.
- Eventuelt overskudd av stein ble konsentrert i en og samme haug.

- Volumet av berg økte fra 120 000 til 320 000 m³, betong arbeidene kunne ikke utsettes i tid.

Vurderingene ble gjort av underentreprenør ved Kjell Erik Bakken og Egil Rolstad om at vi tar det resterende berget ut som en stor salve.

Dessuten hadde betongarbeidene begynt å rigge seg til og det ville derfor være praktisk å evakuere kun en gang.

De største utfordringene med dette var type boremønster vi skulle velge og forsinkelse sideveis og mellom rastene da vi skjønte det ville bli mange raster bakover, samt oppfølging av boreriggene og sprut/framkast.

Borerigger

Bergleder hadde gjennomgang med hver enkelt boreriggssjåfør og god dialog og oppfølging med samtlige sjåfører både før og under boring av salve, Helgesen hadde 2 stk rigger og AF 2 stk rigger som alle gikk og boret samtidig på pall. Her er det svært viktig med tilbakemeldinger angående eventuelle svakhetssoner eller slepper som oppdages under boring. Det ble ikke bemerket noe om bergartsmessige forhold som kunne ha betydning for lading eller sprengningen. Vi kan her bemerke at boremønsteret som alle riggene produserte var nøye og pent boret. Dette sammen med at det ble brukt freske borekroner gjorde at vi kunne krysse ut dette arbeidet som vel gjennomført og at dette ikke var en usikkerhet som var for stor, men til å leve med. All honnør til borevognsoperatørene fra Helgesen og AF.

Bormønster

Bergsprengningsleder valgte å kjøre ett boremønster på 2,5m x 3,7m de 10 første rastene, deretter dro vi sammen boremønsteret etter hver 10 ende rast, de 10 siste avsluttet vi med boremønster på 2,1m x 3,1m. Vi valgte dette fordi fjellformasjonen gikk nedover lenger bakover som igjen betyr tyngre å få fjellet til å bryte ut samtidig som vi ville få med oss bakveggen godt. Hele salva ble boret med 4". Summen av dette viste seg å være ett riktig valg.

Sprengstoff og lading

ORICA ble kontaktet og bestilling av Centra Gold 100s kom til anlegget i første omgang med 72 tonn, dette ble ladet på 2 dager. Riggene var ikke ferdig boret samme uke, så ORICA kom uka etter med 60 tonn med Centra Gold 80 fra Bergen.

Det ble brukt en god bunnlading med halv dynamittpølse med 60 x 550 og vi satte på en 300 grams 45 x 540 med toptenner, fordemninger var på 1,7 m.

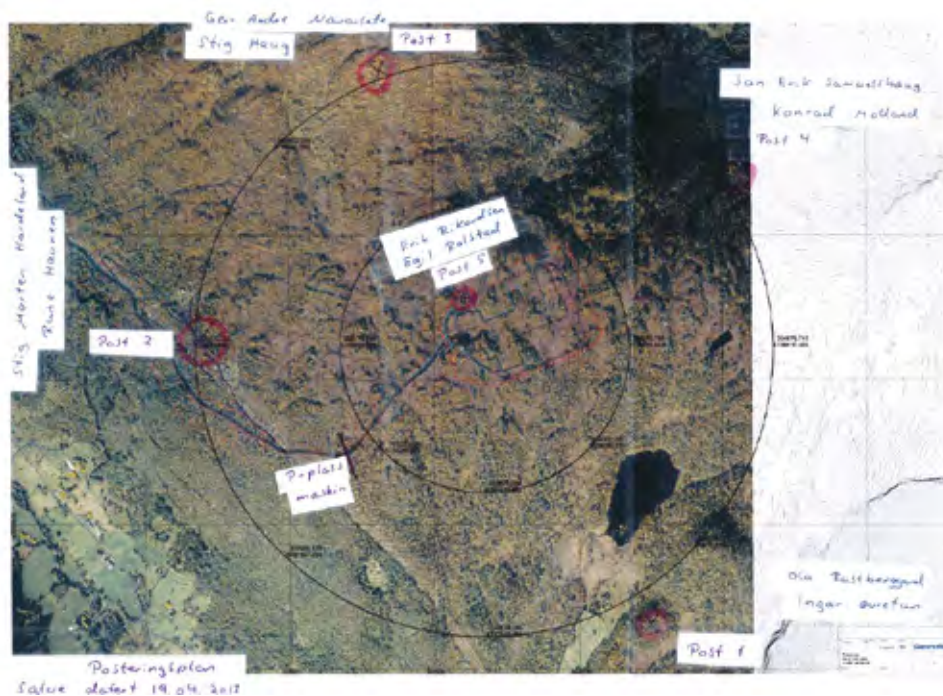
Fra første til siste hull var ladet ble det 9 dager. Det var kontinuerlig vakt på salva hele tiden.

Tennsystem og forsinkelse

Det ble brukt Nonel-system med overflate forsinkelse på hele salva. I og med at salven var så stor med så mange raster, hadde vi ingen illusjon om at det kunne forsinkes tilstrekkelig mot siste rast slik som vi pleier i bergsprengning. Isteden, som nevnt over, ble mønsteret krympet for å få tilstrekkelig mengde sprengstoff for å oppnå fremkast fra endelig stuff. Selve nummereringen av salven vil vi holde litt som en bedrifts intern hemmelighet, men som dere har sett ble resultatet meget tilfredsstillende.

Evakuering/Posting

Contexo ved prosjektleder Knut Brusletto gjorde en sikkerhetsanalyse og kartla de risikoelementer som kunne oppstå under sprengningen. Det ble laget prosedyrer som måtte følges før, under og etter sprengningen. Blant annet ble det kartlagt et område med radius på 1000 m rundt salva. Her ble det utplassert posteringsvakter med radiokommunikasjon og visuell kontakt. Figur 5 viser salva med vaktpostene sin plassering.



Figur 5. Salva med posteringer rundt.

Det ble også brukt helikopter for å overvåke området før salva ble skutt. Posteringen på bakken sammen med helikopteret som overvåket området, gjorde oss trygge på at ingen personer skulle være i fare eller komme til skade som følge av sprengningen. Dokumentasjonen av salva i form av filmen viser at det var stein i lufta og at det ikke var mulig å kontrollere 100% eventuell sprut. Derfor måtte vi være 100% sikre på at det ikke var personer eller dyr i området som ikke hadde trygg beskyttelse.

Oppsummering

Det ble boret totalt 18 800 meter med Ø 102 mm (4 tommer). Antall hull i salva var 1 562 stykker og mengden sprengstoff var på totalt 132 000 kg. Det er nok ikke den største salva som har vært skutt her i landet i og med at vi har og har hatt store overjords gruver, men med sine 13 500 m² og 98 meter fra framkant stuff til bakveggen, vi vil påstå at det må være den største som er skutt for å ta ut en tomt og ikke for å ta ut mineraler eller malm. Figur 6 og 7 viser henholdsvis fragmenteringen i salven og hvordan salven var kastet ut fra den endelige bakveggen. I all beskjedenhet mener vi som entreprenører at salva var en suksess og at vi oppnådde det vi hadde vurdert som gunstig med å ta det som «en smell».

- Vi ble ferdige med bergarbeidet og slapp salveskjøter.
- Vi slapp utgraving av fri stuff av neste salve.
- Eventuelt overskudd av stein ble konsentrert i en og samme haug.



Figur 6. Røysa og fremkast fra endelig vegg til høyre på bildet.



Figur 7. Røysa og fragmentering.

UTFORDRINGER I ANLEGGSBRANSJEN

Challenges in the construction industry

Pål Erdal, seniorinspektør i Arbeidstilsynet Vestlandet

SAMMENDRAG

Arbeidstilsynet ser store utfordringer i anleggsbransjen. Den siste tidens mange tragiske ulykker på anleggsplasser viser en bransje med høy risiko. Byggherren har hovedansvaret for forholdene på anlegget. Men alle parter må samarbeide slik at økte offentlige investeringer i vei, jernbane og annen infrastruktur ikke gir tilsvarende økning i ulykkestallene. Tildeling av oppdrag også til utenlandske firma, og mer utenlandsk arbeidskraft i norske anleggsfirma, gir til dels nye og store utfordringer for byggherrene, bransjen og myndighetene. Språk er bare én av utfordringene. Særlig nedover i entreprenørkjeden finner inspektørene hyppig firma som er ukjente for prosjektet. Vi ser uregistrert arbeidskraft, arbeidere uten prosjektets sikkerhetsopplæring, og generelle vilkår som kan indikere sosial dumping. Arbeidstilsynets reaksjoner med pålegg og politianmeldelse tør være kjent. Vi får snart også anledning til å gi foretaksbot ved brudd på lov eller forskrift.

SUMMARY

The Labour Inspection Authority experience serious challenges in the construction industry. The industry undertakes too high risks and as a result we see many tragic accidents. The owner is the prime responsible for on-site conditions. But all sides should cooperate so that the expected increase of investments in public roads, railway and other infrastructure do not result in a corresponding escalation of accidents. Contracts given to companies from abroad will together with the increase of more foreign labour in Norwegian companies, present partly new and heavy challenges for the construction owners, the industry and the authorities. Communication is merely one of the challenges. While following the chain of contractors downwards, our inspectors often identify companies that are unknown to the project. We find non-registered employees, thus without the specific id-card for construction workers, with no or little safety training, and with general conditions that may indicate social dumping. The Labour Inspection Authority's reactions in form of formal instructions and cases reported to the police are well known. In the near future we will also have the opportunity of penalizing companies that seriously break the law."

(Døds)ulykker i anlegg

Statistikken er presis kun for dødsulykker. Typiske faktorer ved dødsulykker i fjellsprenkning og tilliggende jobber er store maskiner, bratt terreng med utforkjøringer, utras og steinblokker. Vi har også sett flere påkjørsler, et par av dem i tunnel. De omkomne er norskfødte arbeidstakere i underentreprenører flere ledd nedover. Ved et par tilfeller var de også nyankomne og ukjente for prosjektledelsen.

Byggherrens overordnede ansvar

Byggherren har det overordnede ansvaret for byggeplassen både i planleggings- og utførelsesfasen. De valgene som byggherren og hans prosjekterende gjør, påvirker risikoen i byggefasen. Det er derfor viktig at tilbudsgrunnlaget viser hvilke særlige utfordringer entreprenørene må ta høyde for. Arbeidstilsynet ser dessverre ofte at byggherrens SHA-plan er generell og kopipreget, og lite innrettet på det aktuelle prosjektet. Dersom prosjektets risiko i det hele tatt er omtalt, drukner det gjerne i alminnelige instruksjoner som «Bruk påbudt verneutstyr». Men generelle krav skal være ivare tatt av hver enkelt entreprenørs internkontroll. Byggherrens SHA-plan skal omtale spesifikke tiltak for *dette* prosjektet.



Bergbransjen har varslingsplikt også ved alvorlige nestenulykker

Bransjen har et særlig bransjerettet krav i (ny) Forskrift om utførelse av arbeid § 27-4, (samme krav som i tidligere «Bergforskriften» § 13): «Arbeidsgiveren skal så raskt som mulig varsle Arbeidstilsynet om alvorlige *faresituasjoner* som har oppstått på arbeidsplassen.» Andre bransjer har kun varslingsplikt ved alvorlige *personskader*, da til både politiet og Arbeidstilsynet. Vi får sjelden slike meldinger om nestenulykker fra bergbransjen. Kjenner bransjen denne plikten?

Utelatt i SHA-planen?

Vi ser ikke sjelden at for- og etterarbeid som avskoging, rivning av bygninger i trasé og beplantning er mer eller mindre uteglemt fordi jobben ikke inngår i hovedprosjektet. Men også for- og etterarbeidet kan ha høy risiko, og her er ofte utenlandsk arbeidskraft.

Arbeidstid

Også på offentlige anlegg finner Arbeidstilsynet en del massive brudd på arbeidsmiljølovens regler om arbeidstid, spesielt når firmaet eller arbeidstakeren er på reiseoppdrag. Det gjelder også innleie fra bemanningsforetak. Utenlandske arbeidsgivere kjenner ofte ikke regelverket, eller ignorerer det. Utenlandsk eller norsk arbeidskraft på reiseoppdrag ønsker gjerne å arbeide ulovlig lange økter for å samle opp til hjemreise. Vi ser eksempelvis prosjektavtaler med avtalt 70 timers uke, timelister med serier av 15, 17 og inntil 20 (!) timers dager som gir over 90 uketimer, eller tre uker med lange økter uten en eneste fridag. Arbeidstidsreglene er vernebestemmelser. Også byggherren og hovedentreprenøren har et ansvar. Ulovlig arbeidstid er dessuten en usunn konkurransefaktor.

Støv gir KOLS

Bruk av støvoppsamling, vann eller sentralstøvsuger, og personlig verneutstyr mot rest-støvet, er vel mer unntaket enn regelen ved boring i dagen. Både arbeidsgivere og arbeidstakere ignorerer ofte KOLS-faren, - i alle fall så lenge ikke *naboene* klager på støvplagen.

Uoversiktlig underentreprenørkjede?

Mange underentreprenørledd kan gi sviktende oversikt. Det er nedover i kontraktskjeden at Arbeidstilsynet finner de hyppigste lov- og forskriftsbruddene, som vi har sett gir økt risiko for ulykker og helseskader. Det er derfor viktig å sjekke ut at firma og person er registrert, og at navn og organisasjonsnummer er korrekt. Arbeidstilsynet aksepterer ikke at datterselskap «gjemmer seg» under morselskap. Alle firma og personer skal framgå av listene. Manglende ID-kort og mange underentreprenør-ledd indikerer regelbrudd og sosial dumping på tema som skatt, lønn, sosiale goder, rettigheter og stillingsvern og HMS.

«Ukjente» firma og personer

Vi ser at ved flere underentreprenørledd og enmannsbedrifter kan de være ukjente for prosjektledelsen. Vi ser også at bemanningsleverandør er ukjent. I noen tilfeller er underentreprenøren kjent for prosjektledelsen, men firmaet har ikke registreringer og formalia i orden:

- Arbeidstakerne har ikke fått prosjektets opplæring og instruks.
- Arbeidstakerne er ikke tilmeldt NAVs AA-register (dataregister over arbeidsforhold i Norge).
- Arbeidsgiveren har ikke søkt om ID-nummer for utenlandsk arbeidstaker.
- Firmaets oppdrag og arbeidstakere er ikke tilmeldt i sentralskattekontoret for utenlandssaker. Følgelig har de ikke ID-kort og kan heller ikke starte søkeprosessen for selve ID-kortet.



Sjekk presist navn og organisasjonsnummer

Datterselskap må oppgis som underentreprenør i prosjektet, ikke gjemmes bort under morselskapet. Det skal være presis sammenheng mellom opplysningene i underentreprenørlisten-listen og navn og organisasjonsnummer til faktisk arbeidsgiver. Ellers faller poenget med ID-kortene bort.

Transportørene er nederst i kjeden

Bestilling gjennom transportkontor kan gi stadige endringer av bedrifter og personer inn i prosjektet. De samme spørsmålene er aktuelle:

- Fått prosjektets opplæring?
- Arbeidsavtale?
- ID-kort?
- Har transportleverandøren sin egen HMS/internkontroll?
- Bedriftshelsetjeneste, verneombud osv.?

Følg tyngdekraften!

Det er viktig at både byggherre og hovedentreprenør etterspør og sjekker ut etterleving av regelverket nedover i entreprenør- og leverandørkjeden. Der er risikoen størst, - for alle typer avvik.

Utenlandske entreprenører:

- «har» ofte ikke, det vil si *utøver* ikke HMS-internkontroll selv om de har satt kryss i riktig rubrikk på egenerklæringen
- kjenner ikke norsk regelverk
- ignorerer arbeidstidsreglene
- er overivrige
- er ekstra utsatt for ulykker og helseskader

Internkontroll i utenlandske firma

Merk at Arbeidstilsynet *ikke* har hjemmel til å gi pålegg til utenlandske på system-tema som internkontroll, verneombud, bedriftshelsetjeneste, med mer. Vi kan kun gi pålegg om konkrete vernetiltak på anlegget. Desto viktigere er det at *byggherren* stiller krav om internkontroll etter byggherreforskriften § 11, og at gjerne også hovedentreprenørene gjør det samme. Sjekk ut dette og andre formalia *før* kontrakt – og underveis!



Kryss i rett rubrikk?

Enten det er norske eller utenlandske bedrifter så er det ikke godt nok at de har satt kryss i «Selvsagt følger vi regelverket»-rubrikken på HMS-egenerklæringen.

Babelsk forvirring?

På de fleste anlegg er det arbeidstakere som ikke behersker norsk. Har prosjektet risikovurdert språksituasjonen?

- Kan litauerer lese og bruke *bedriftens* internkontroll?
- Har rumeneren forstått *prosjektets* SHA-regler, eller bare signert enda et skjema?
- Kan polakken lese *prosjektets* oppslag og instruksjer?
- Eller har dere sub-standard HMS-nivå på grunn av daglige språkproblemer som ingen følger opp?

Sanksjoner?

For å forebygge ulykker, helseskader og sosial dumping bruker inspektørene i Arbeidstilsynet stadig etatens reaksjonsmidler i form av pålegg og politianmeldelser, og snart kommer også foretaksbot.

Men bruker bransjen de sanksjonene dere har ved gjentatte alvorlige avvik og lovbrudd hos underentreprenører?

Igjen: Alle parter må samarbeide slik at økte offentlige investeringer i vei, jernbane og annen infrastruktur ikke gir tilsvarende økning i ulykkestallene, men heller bringer tallene nedover!

Foto: Colourbox og Arbeidstilsynet

NYE ULRIKEN TUNNEL – KONVENSJONELL DRIFT ELLER TBM?**New Ulriken Tunnel – Drill & Blast or TBM?**

Prosjektleder Hans-Egil Larsen, Jernbaneverket Utbygging

SAMMENDRAG

Strekningen Arna – Bergen er en av Europas mest trafikkerte enkeltsporede jernbanestrekninger med 130 togpasseringer per døgn. Strekningen er en flaskehals for togtrafikken til og fra Bergen stasjon og godsterminalen på Nygårdstangen. Byggingen av dobbeltspor mellom Arna og Bergen består i utgangspunktet av to prosjekt; en ny tunnel mellom Arna og Fløen, og nytt dobbeltspor fra Fløen til Bergen med nytt signal- og sikringsanlegg. Det nye sikringsanlegget på Bergen stasjon skal ha kapasitet til også å styre Arna stasjon.

Jernbaneverket (JBV) er i disse dager i gang med anbudskonkurransen for bygging av ny tunnel mellom Arna og Bergen; nye Ulriken tunnel, som en del av prosjektet dobbeltspor Arna – Bergen. Det er pre-kvalifisert en rekke entreprenører fra inn- og utland til konkurransen. JBV har lagt opp til at entreprenørene kan levere tilbud basert på konvensjonell driving av tunnelen eller bruk av TBM (Tunnel Boring Machine).

Anslaget for den totale investeringen i prosjektet er på 3 420 mill. kr.

SUMMARY

The Norwegian National Rail Administration are building a double track between Arna and Bergen. Every day, the Arna -Bergen section is serviced by a number of passenger trains from Bergen to Oslo, Voss and Arna, respectively, in addition to about 14 freight trains. Altogether, this makes as many as 130 trains per day. The capacity on the section between Bergen and Arna is fully utilised, and a double track on the section would improve the situation for both passenger and freight traffic.

The project of building a double track between Arna and Bergen has two main parts:

1. Fløen-Bergen - double track from Fløen to Bergen station
2. Ulriken tunnel - new tunnel and double track between Arna and Fløen, including measures at Arna station

Main work in the project:

- Excavate and secure a new Ulriken tunnel, length 7800 metres. The excavation will be open for tenderer to give price on either D&B or TBM (or both) as solution for the tunnel.
- Excavate and secure 16 cross-connections between the new and existing tunnel
- New technical railway infrastructure from Arna station to Bergen station
- Rehabilitation of the existing Ulriken tunnel

Approx. investment in the project is 3 420 mill. NOK.

INNLEDNING

Byggingen av dobbeltspor mellom Arna og Bergen består i utgangspunktet av to prosjekt; ny tunnel mellom Arna og Fløyen, og dobbeltspor fra Fløyen til Bergen med nytt signal- og sikringsanlegg. Det nye sikringsanlegget på Bergen stasjon skal også ha kapasitet til også å styre Arna stasjon. I tillegg skal dagens tunnellopp opprustes når nytt løp står klart, samt at Arna stasjon skal opprustes/ombygges.

Bygging av ny tunnel gjør at frekvensen kan økes fra to til i første omgang fire tog pr. time på strekningen Arna – Bergen. De reisende vil dermed få T-banefrekvens mellom Arna og Bergen. Toget bruker 8 minutter på strekningen, mer enn 15 minutter raskere enn både bil og buss. Byggingen av ny tunnel gir i liten grad reisetidsreduksjoner, og er således først og fremst et kapasitetsøkende tiltak som gjør at de reisende vil få flere avganger å velge blant, og dermed et mer fleksibelt kollektivtransporttilbud. To tunnellopp reduserer i tillegg den sårbarheten som kun ett tunnellopp gir

Prosjektet Arna – Bergen kan gi en tidsbesparelse på opptil 30 minutter på enkelte godstogavganger. I gjennomsnitt forutsettes en rutetidsgevinst på 10 minutter for godstogene på banen, samt en punktlighetsgevinst.

Prosjektet Ulriken tunnel er geografisk plassert fra Arna jernbanestasjon på Bergensbanen, gjennom Ulriken til og med Fløyen i Bergen, som illustrert nedenfor:



Nåsituasjonen på denne strekningen er enkeltsporet jernbane. Strekningen var ferdig utbygget i 1964. Ulrikstunnelen i dag er blant de høyst belastede enkeltsporete jernbanestrekninger i Europa (Network statement). Prosjektidéen ble i første rekke utløst av at strekningen Arna - Bergen er en flaskehals på Bergensbanen i forhold til avvikling, og kapasitet for person- og godstrafikken.

Prosjektet Fløen – Bergen stasjon er et resultat av planarbeider som startet i 1996. Prosjektet er en del av nytt dobbeltspor mellom Arna – Bergen, og prosjektet omfatter utbygging av stasjonsområdet i Bergen, fra stasjonshallen og ut til Fløen.

Dette tiltaket har bl.a. følgende hovedmålsetting:

- øke kapasiteten for trafikk mellom Arna - Bergen
- gi mulighet for mer fleksibel ruteplanlegging og i så måte å påvirke punktligheten positivt
- gi mulighet for direkte utkjør for godstog
- i større grad kunne skille mellom person- og godstrafikk på stasjonsområdet

HOVEDKONSEPT

Hovedkonseptet i prosjektet er:

- Oppgradere spor og stasjonsområde på Arna stasjon
- Nytt tunneløp parallelt med eksisterende Ulriken tunnel
- Oppgradere eksisterende Ulriken tunnel med hensyn til brann, rømming og redning
- Bygge ny dobbeltsporet bro i Fløen

Arna stasjon bygges om slik at det blir to spor til plattform med lengde 350 meter for regiontog, og plattform med 175 meter lengde for lokaltogtrafikken. Gangkullerter ombygges og utvides, og det bygges ny rampe og nye trapper fra kulvert til stasjon og plattformer. I tillegg blir det ombygging av stasjonsbygningen blant annet for å oppnå universell utforming. Dagens tunnel gjennom Ulriken er ca. 7,5 km lang og har ingen rømningsveier. Nytt tunneløp gir vesentlig bidrag til økt sikkerhet, ved at det bygges nødvendig antall tverrforbindelser med rømningsmulighet mellom de to løpene. Ny tunnel legges parallelt med og syd for eksisterende tunnel. De første 1000 m av tunnelen fra Arna mot Bergen er en forlengelse av to spor på Arna stasjon; østgående hovedspor og buttspor for lokaltog. Det vil bli anlagt forbindelse mellom disse sporene og til eksisterende tunnel.

På Fløensiden omfatter prosjektet ny dobbeltsporet bro for kryssing av Møllendalsveien. Tiltaket innebærer nye togveier og krever ombygging av signalanlegg. Nytt signalanlegg for Bergen stasjon inkluderer også strekningen Arna - Fløen. Dette innebærer at det legges opp til felles anskaffelse av signalanlegg for de to prosjektene Fløen - Bergen og Arna – Fløen. I østenden knytter prosjektet seg til Arnanipatunnelen og i vestenden har prosjektet Arna – Fløen grensesnitt ved broen i Fløen.

GENERELT OM UUT-21 NYE ULRIKEN TUNNEL

Denne entreprisen innehar to dagsoner og en tunnelsone. Dagsonene ligger hhv. i Arna og Fløen, mens ny jernbanetunnel ligger mellom dagsonene.

Dagsonen i Arna består blant annet av et riggområde og et parkeringsområde. Riggområdet opparbeides av entreprenøren og skal også kunne brukes av senere entrepriser. På dette området lokaliseres brakkerigger, renseanlegg eventuelt verksted med mer, og her kommer forskjæring og påhugg for anleggstunnel. På parkeringsområdet skal det etableres parkeringsplasser for reisende (ca. 200 biler), og her skal det også settes opp kontorrigg for byggherren. Elven "Storelva" renner i kulvert under stasjonsområdet og denne kulverten skal forlenges i tillegg til at eksisterende kulvertløp skal oppgraderes. I forskjæringen for ny jernbanetunnel krysser traseen under E16 og FV237, og det skal bygges betongkulvert under disse veiene. Tiltaket medfører flere faser med veiomlegging og det blir også nødvendig med andre lokale veitilpasninger.

Dagsonen i Fløen består av flere riggområder, hvorav hovedriggområdet har adkomst fra Møllendalsveien. Fra hovedriggområdet skal det bygges anleggstunnel inn til jernbanetunnelen og det er her entreprenøren må etablere renseanlegg for vann fra tunneldrivingen. Entreprenøren skal selv vurdere på hvilket riggområde det er aktuelt å bygge kontorrigg for seg selv og byggherren.

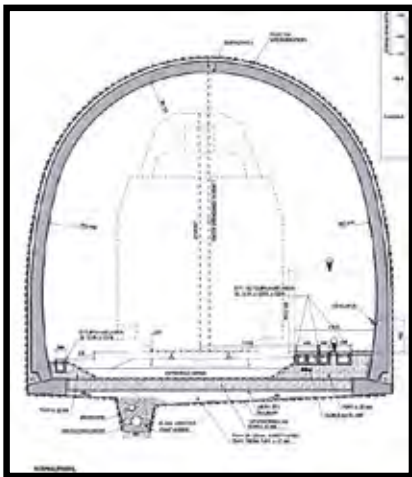
I Fløen skal det bygges ny jernbanebro inntil eksisterende bro og senere når det er satt trafikk på ny bro/tunnel, skal eksisterende bro rives og erstattes med ny bro.

Mellom dagsonene består entreprisen av en ca. 7700 m lang jernbanetunnel, hvorav ca. 750 m er dobbeltspor (stedvis 3 spor) og resten enkeltspørtunnel.

Tunnelen har to diagonal tunneler for spor mot eksisterende tunnel. I tillegg er det 16 tverrpassasjer mellom den nye og eksisterende Ulriken tunnel. I forbindelse med 9 av disse tverrpassasjene skal det etableres tekniske bygg. Hver tverrpassasje skal utformes med to betongvegger med dører, slik at de danner en sluse mellom ny og eksisterende tunnel.

Sprengningstverrsnittene i jernbanetunnelene er typisk:

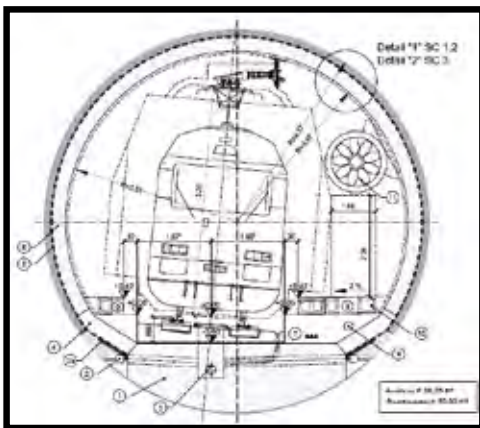
Enkeltspørtunnel: Ca. 81 m² (konvensjonell drift)
Dobbeltspørtunnel: Ca. 140-300 m² (størst ved avgreiningene)



Som vann- og frostsikring består hovedløsningen av en uarmert betongstøp på 30 cm med bakenforliggende membran for tetting (tilsvarende som i Fellesprosjektet ved E6). En fiberduk skal fungere som beskyttelse for membranen og egen dremsmatte påført vegg og heng i striper skal hindre vanntrykkoppbygning. Stedvis vil betongstøpen være armert (ved tverrpassasjer og kummer). Grunnet varierende tverrsnitt for dobbeltspordelen fra Arna er støpte vegger beholdt i denne delen av tunnelen, men støpen i hengen erstattes med ett 30 cm tykt sprøytebetonglag. Som alternativ til støp skal det utføres sprøytemembran påført et sprøytebetonglag på innsiden (avretting) og utsiden (min 6 cm beskyttelseslag). Det vil også bli bedt om tilbud på en opsjon med vann- og frostsikring med PE-skum og sprøytebetong.

Jernbaneverket vil også be om pris på TBM som et alternativ til konvensjonell driving (sprengning). Teoretisk tunnelprofil vil være Ø 8,74 m (i tillegg kommer boreavvik, som skal legges inn av entreprenøren). Typisk tverrsnitt er ca. 60 m². Lengde på TBM-delen vil være ca. 6 770 m. Det legges opp til at ettløpstunnelen drives med TBM fra Fløen (omtrent der anleggstunnelen treffer jernbanetunnelen). Dette må gjøres fra Fløen for å minimere transportveien ved mulig deponering av masser i Store Lungegårdsvann.

Maskinen skal være av typen åpen Gripper TBM med taksjold for fullprofil boring i hardt fjell.



Entreprisen har grensesnitt mot bl.a. følgende andre kommende entrepriser:

- UUT-23 Oppgradering eksisterende Ulriken tunnel.
- UUT-25 Arna stasjon. Plattformen inn i portal på Arna inngår i UUT-25. Oppbygging opp til fundament for plattform inngår i UUT-21.
- UUT-31 Jernbaneteknisk entrepris (Elektro og overbygning)

Når etterarbeider og føringsveier er klare vil Jernbaneteknisk entrepris overta tunnelen for overbygning- og elektroarbeider.

Det vil være noen antikvariske bygg på Fløen som er revet tidligere og som skal bygges opp i egen entrepris etter at Nye Ulriken Tunnel er ferdig.

HOVEDDATA

Arbeidsomfanget for prosjektet er grovt sett:

Arna

- Etablere større vannkulvert i Storelva
- Riving av hus i Arna
- Nytt teknisk bygg i Arna
- Oppgradere spor og stasjonsområde og stasjonsbygning på Arna stasjon

Tunnel

- Nytt tunnellop parallelt med eksisterende Ulriken tunnel, inkludert omlegging av veier
- Oppgradere eksisterende Ulriken tunnel

Fløen

- Bygge ny dobbeltsporet bro i Fløen
- Demontering/riving av hus i Fløen
- Dobbeltspor til Bergen stasjon inkl. nytt signalanlegg

HOVEDMENGDER

Arbeider i dagen:

Sprengning i dagen	16200	pfm3
Graving	33500	pfm3
Forskaling	13350	m2
Armering	1020	tonn
Betong	6880	m3

Arbeider i tunnel, alternativ med konvensjonell sprengning av enkeltsporstunnel:

Tunnelsprengning av jernbanetunnel dobbeltspor	123 120	pfm3
Tunnelsprengning av jernbanetunnel enkeltspor	564 310	pfm3
Øvrige sprengningsarbeider (tverrpassasjer, diagonaltunneler, anleggstunneler)	54 820	pfm3
Sonderboring	22 000	M
Injeksjonsboring	148 600	M
Injeksjonsmaterialer	2 600	Tonn
Sikringsbolter	57 600	Stk.
Sprøytebetong	24 300	m3
Armering, sprøytebetongbuer	60	Tonn
Vann- og frostsikring (membran / sprøytemembran)	256 800	m2
Forskaling	212 000	m2
Armering	2 100	tonn
Kontaktstøpt betonghvelv	60 350	m3
Sprøytebetong (avretting og hvelv)	81 700	m3
Øvrige betongarbeider	12 600	m3

Forsterkningslag	52 700	m3
Frostsikring av såle med XPS	68 700	m2

Arbeider i tunnel, alternativ med fullprofilboring av enkeltsporstunnel (TBM):

Tunnelsprengning av jernbanetunnel dobbeltspor	123 120	pfm3
Fullprofilboring av jernbanetunnel enkeltspor	406 290	pfm3
Øvrige sprengningsarbeider (tverrpassasjer, diagonaltunneler, anleggstunneler, TBM-tunnel)	63 160	pfm3
Sonderboring	20 600	M
Injeksjonsboring	126 900	M
Injeksjonsmaterialer	2 200	m3
Sikringsbolter	51 600	stk
Sprøytebetong	19 000	m3
Armering, sprøytebetongbuer	40	Tonn
Stålbuer	515	Tonn
Vann- og frostsikring (membran / sprøytemembran)	237 000	m2
Forskaling	181 800	m3
Armering	3 300	Tonn
Kontaktstøpt betonghvelv	52 300	m3
Sprøytebetong (avretting og hvelv)	72 200	m3
Øvrige betongarbeider	60 000	m3
Forsterkningslag	16 300	m3
Frostsikring av såle med XPS	25 900	m2

Annet i tunnel:

- 9 stk. tekniske bygg i tverrpassasjer
- 32 stk. brannvegger i tverrpassasjer

UTFORDRINGER

Den største utfordringen er at dette prosjektet er den første beskrivelsen for en samferdselstunnel som er gjort for offentlig konkurranse med bruk av både konvensjonell drift og mulig bruk av TBM i Norge. Med lite referanser har dette helt klart vært en utfordring.

JBV håper at dette likevel vil være positivt for utviklingen av det norske underjordsmiljøet, og vi blir skuffet hvis vi havner i KOFA og rettsapparatet når vi nå satser på en slik konkurranse. Vi mener det er positivt for bransjen å få synliggjort hva markedet gir av tilbakemeldinger på konkurransen mellom konvensjonell drift versus bruk av TBM.

En annen faktor som spesielt setter rammer for gjennomføringen av tiltaket er at den ordinære togtrafikken i størst mulig grad skal gå som normalt i hele produksjonsfasen. Dette innebærer begrensninger og planlegging spesielt med hensyn til:

- Driving av tunnel med portaler, sporsløyfer og sporveksler i tunnel

- Bygging av bro i Fløen
- Oppgradering av eksisterende tunnel
- Utvidelse av Storelva kulvert

I sprengningsfasen for konvensjonell drift legges det restriksjoner på sprengningstidspunkter og krav til maksimale rystelser. Det legges opp til 3 sprengningstidspunkter for tunnelen pga. togdrift i nærliggende eksisterende tunnel (ca. 30 m avstand (varierer)). Et opplegg på inspeksjon av eksisterende tunnel skal utføres etter hver sprengningssalve.

For å få gjennomført anlegget må togtidene tilpasses sprengningstidene. Togtiden reduseres ved ruteendringer og saktekjøringer.

I forbindelse med forlengelse av Storelva kulvert er det viktig at entreprenøren planlegger arbeidene nøye. Laksens bevegelser og flomsituasjon er viktige parametere som entreprenøren må sette seg inn i og forholde seg til.

Riggområdet på Arna og Storelva kulvert ligger nære Arna kirke. Her skal det vises spesielle hensyn i forbindelse med begravelser o.l.

TILDELINGSKRITERIER

JBV har til hensikt å inngå kontrakt med den tilbyder som etter sluttevalueringen har det økonomisk mest fordelaktige tilbudet. Evaluering av tilbud blir basert på følgende kriterier med tilhørende relativ vekting:

- Tilbudets priser 90 %
- Oppdragsorganisasjon 4 %
- Oppdragsgjennomføring 4 %
- Kvalitet, SHA og miljø 2 %

SLUTTKOMMENTARER

Forutberegnelighet er et viktig prinsipp for entreprenørene. Det er derfor meget viktig for JBV at konkurransegrunnlaget er i samsvar med regelverket om offentlige anskaffelser. Basert på dette er det utført et omstendelig arbeid på dette området, inkl. juridiske avklaringer.

Med konkurranse med forhandling åpnes det også for å bruke den store kompetansen som finnes hos entreprenørene. JBV håper entreprenørene griper denne muligheten.

Som Gro Harlem Brundtland sa om Lillehammer OL i 1994: “De sa vi ikke kunne gjøre det, så vi gjorde det!”. UAB sier “De sa vi ikke skulle gjøre det, men vi gjorde det allikevel!”

REFERANSER

- Meld. St. 26 Nasjonal transportplan 2014 – 2023
- PSD for prosjekt Ulriken tunnel, juni 2013
- PSD for prosjekt Bergen – Fløen, juni 2013
- KS2-Rapport. Prosjekt: Ulriken Jernbanetunnel, Holte Consulting, oktober 2012
- Konkurransegrunnlaget for entreprise UUT-21, oktober 2013

**UTVIKLING INNENFOR TESTING AV SVELLEEGENSKAPER –
TESTAPPARATURER OG METODIKK – SVELLELEIRER OG BERGARTER****Development within determination of swelling properties – Test apparatuses and
methodology – Swelling clays and rocks**

Laboratorieleder Filip Dahl, SINTEF Byggforsk
Bergtekniker Simon Hagen, SINTEF Byggforsk
Forskningsleder Kristin H. Holmøy, SINTEF Byggforsk

SAMMENDRAG

Leirer og bergarter som har potensiale for å svelle kan ofte føre til store utfordringer og problemer i tunneller og undergrunns-anlegg. Dette er et vidt anerkjent problem og det er derfor ønskelig å kunne bestemme og karakterisere svelleegenskapene på en best mulig måte ved hjelp av ulike laboratorietester.

Tradisjonelt har det ved SINTEF/NTNU hovedsakelig vært fokusert på bestemmelse av svelleegenskaper til svelleleirer og sleppematerialer, men i de senere årene har dette i stadig økende grad også inkludert svelleegenskaper til intakte bergarter. Bestemmelse av svelleegenskaper til bergarter krever imidlertid utvikling av eksisterende metoder og tilpassing av nye test metoder. Artikkelen viser utviklingen innenfor dette feltet ved SINTEF/NTNU samt sammenstillinger og klassifiseringer av registrerte test resultat.

Forståelsen av hvordan laboratoriepåviste svelleegenskaper til leirer og bergarter påvirker stabiliteten in-situ kan fremdeles betraktes som noe mangelfull og ufullstendig. Videre forskning og studier av innsamlede referansedata fra tunnel og undergrunns-anlegg samt ulike laboratorietester vil derfor være nødvendig for å kunne gi bedre kunnskap og forståelse.

SUMMARY

Clays and rocks which show swelling potential can often cause great challenges and problems in tunnels and underground excavations. This is a widely recognized problem and it is hence required to determine and characterize the swelling properties in a best possible way by use of various laboratory tests.

SINTEF/NTNU has traditionally mainly focused on determination of swelling properties of gouge materials and swelling clays, but this has in recent years, at a constantly increasing degree, also included determination of swelling properties of intact rocks. Determination of swelling properties of rock does however require development and adaptation of both existing and new test methods. The paper describes the development within this field at SINTEF/NTNU together with comparisons and classifications of recorded test results.

The understanding of how laboratory detected swelling properties of clays and rocks influences the stability in-situ can still be regarded as somewhat incomplete and insufficient. Further research and studies of collected reference data from tunnel and underground excavations, plus various laboratory tests will hence be necessary in order to achieve essential knowledge and understanding.

INNLEDNING

Analysemetoden, som er utviklet ved ingeniørgeologisk laboratorium SINTEF/NTNU, for bestemmelse av svelleegenskaper til sleppeprøver har blitt benyttet i stort omfang i flere tiår. I de senere årene har det imidlertid vært en markant økning i etterspørselen av slike analyser og hovedårsaken til dette kan helt klart relateres til raset i Hanekleivtunnelen den 25. desember, 2006 (figur 1).



Figur 1. Foto av raset i Hanekleivtunnelen (Foto: Scanpix)

Det er imidlertid ikke bare sleppematerialer som har potensiale til å kunne forårsake store problemer pga svelling. Erfaringsmessig kan også enkelte bergartstyper vise et betydelig svellepotensiale, selv om de betegnes som intakte.

Det finnes utallige eksempler på stabilitetsproblemer og skader på bygninger (figur 3) som er forårsaket av svellende alunskifer. Det er derfor også ønskelig å finne egnede analysemetoder for intakte prøver av alunskifer som kan benyttes til karakterisering og kvantifisering av svelleegenskapene.



Figur 2. Anleggsvirksomhet i alunskifer (Foto: NGI)



Figur 3. Eksempel på byggningsskader forårsaket av svellende alunskifer (Foto: Løvlien Georåd AS)

Det samme er også gjeldende for vulkanske bergarter som tuff og andesitt. Tunnelkollapser i vannkrafttunneler som er drevet i slike bergarter har vist at svellepotensialet kan medføre store og omfattende stabilitetsproblem, noe tunnelkollapsene ved vannkraft anleggene Esti, Panama og La Higuera, Chile er eksempel på.



Figur 4. Foto fra inntakstunnelen ved Esti, Panama. (Foto: TunnelTalk)

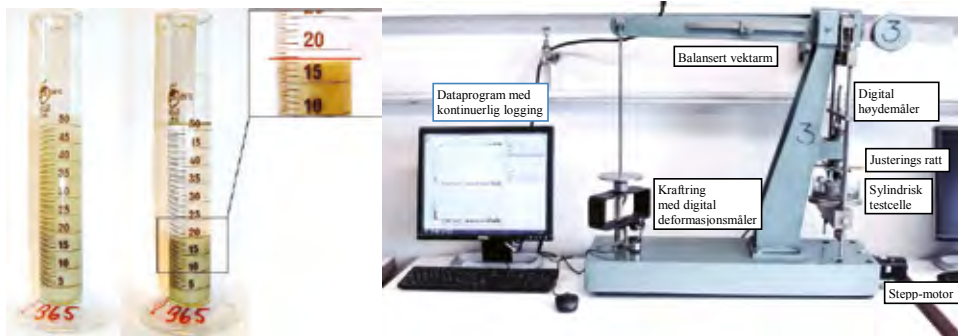
TESTAPPARATURER OG METODIKK

Sleppematerialer

Når det gjelder bestemmelse av svelleegenskaper til sleppematerialer er det tradisjonelt sett følgende egenskaper som har blitt analysert:

- Andel materiale $< 20 \mu\text{m}$
- Fri svelling
- Svelletrykk ved konstant volum
- Mineralogi

Andelen av finstoff (partikler $< 20 \mu\text{m}$) separeres fra den mottatte bulk prøven enten ved sedimentering/avslemming eller ved våtsikting. De separerte delene av prøven $< 20 \mu\text{m}$ > tørkes ved 105°C i minimum 24 timer før andelen finstoff i den totale prøven beregnes. Materialet som er $< 20 \mu\text{m}$ blir så pulverisert ved hjelp av en keramisk laboratoriemølle og det preparerte pulveret kan deretter benyttes til bestemmelse av både fri svelling og svelletrykk ved konstant volum.



Figur 5a og b. Bestemmelse av fri svelling (a) og svelletrykk ved konstant volum (b). (Foto: Simon Hagen)

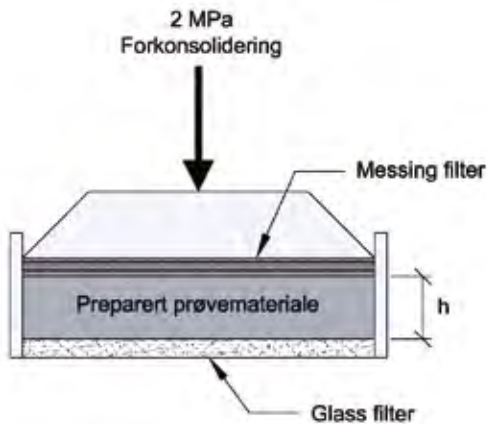
Prinsippet for bestemmelse av fri svelling er meget enkelt. 10 ml preparert pulver (finstoff/partikler $< 20 \mu\text{m}$) drysses i en 50 ml målesylinder fylt med destillert vann. Etter at prøvematerialet har sedimentert og vannfasen over prøven er klar avleses prøvematerialets frie ekspansjon (figur 5a). I henhold til Mao D., Nilsen B., Dahl F. (2011) beregnes indeks for fri svelling (F_s) som:

$$F_s = \frac{V_1}{V_0} 100 \%$$

V_1 = Volum av prøve etter sedimentering

V_0 = Opprinnelig volum av tørt pulver, 10 ml

Bestemmelse av svelletrykk ved konstant volum utføres ved bruk av en spesiell testapparat som benevnes ødometer (figur 5b). For å kompensere for deformasjonen i prøven og testapparatet når svelletrykket mobiliseres ble det i den tradisjonelle prosedyren foretatt en manuell justering av høyden til prøven, som er innebygd i en sylindrisk testcelle (figur 6). Dette er en til dels arbeidskrevende metode som også kan introdusere potensielle brukerfeil. Ved å benytte en stepp-motor, koblet til det tidligere manuelt opererte hjulet på snekkedrevet for høydejusteringen, er det i den siste oppdateringen av testapparatet derfor installert en automatisert høydejustering. Videre er det benyttet digitale avstandsmålere som erstatning for de tidligere benyttede analoge måleurene for visuell registrering av prøvevolum og svelletrykk. En egenutviklet programvare har sammen med de nevnte oppdateringene muliggjort umiddelbar kompensasjon av apparaturdeformasjon og opprettholdelse av et konstant prøvevolum, samtidig som det foretas en automatisert kontinuerlig logging av svelletrykket.



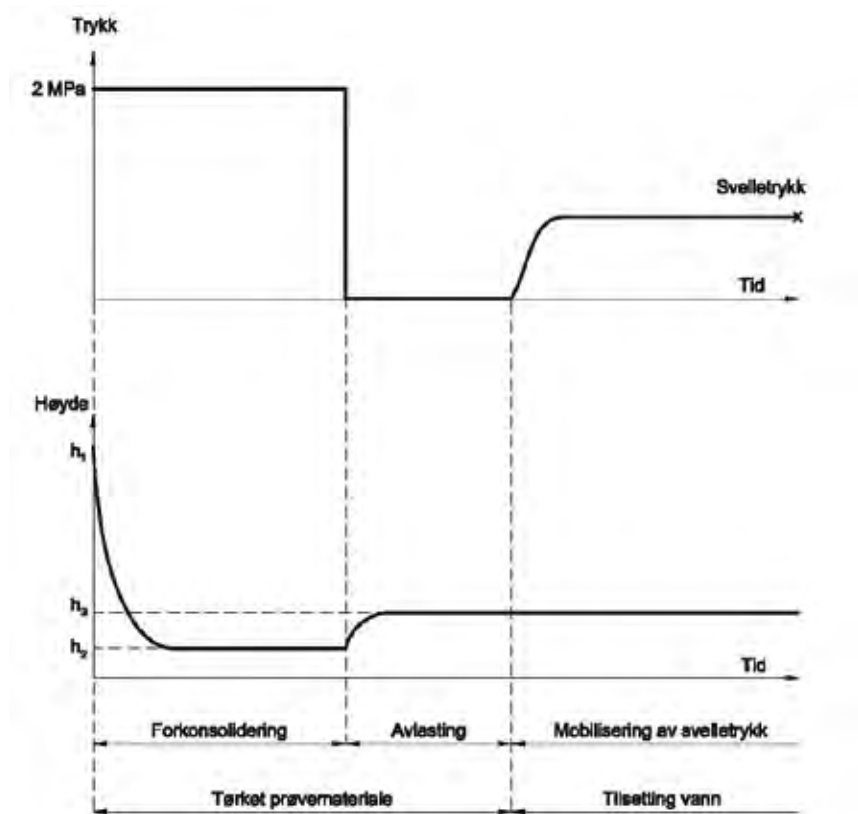
Figur 6. Testcelle med innebygd prøve.

I henhold til Mao D., Nilsen B., Dahl F. (2011) utføres analysen i dag som gitt i følgende:

1. 20 g av det preparerte pulveret pakkes inn i den sylindriske testcellen med areal 20 cm².
2. Testcellen med den innbyggede prøven (figur 6) installeres i ødometeret;
3. Den balanserte vektarmen nivelleres ved hjelp av justeringsrattet;
4. Den digitale avstandsmåleren for måling av prøve høyden (volumet i cellen) installeres i ødometeret;
5. Prøven forkonsolideres ved 2 MPa i 24 timer ved å laste lodd på vektarmen;
6. Prøven avlastes i minimum 2 timer inntil den ikke lenger viser noen høyde (volum) forandring;
7. Krafringen med den digitale avstandsmåleren for registrering av trykk (gjennom deformasjon av krafringen) installeres mellom snekkedrevet i basen av ødometeret og den balanserte vektarmen;
8. Beholderen som omgir den sylindriske testcellen fylles med destillert vann til en dybde av cirka 10 mm;

9. Når svelletrykket mobiliseres holdes prøve volumet konstant samtidig som apparaturdeformasjonen kompenseres ved å foreta en kontinuerlig justering via snekkedrevet, som er koblet til kraftringen og vektarmen;
10. Det mobiliserte svelletrykket registreres kontinuerlig i 24 timer eller inntil det har stabilisert seg;

Generelt, kan metoden som benyttes for bestemmelse av svelletrykk ved SINTEF/NTNU inndeles i 3 faser; forkonsolidering, avlastning og svelling, slik som beskrevet i prinsippskissen gitt i figur 7.



Figur. 7. Prinsippskisse av svelletrykkstesting i ødometer (Nilsen B., Broch E., 2009).

Det må understrekes at både fri svelling og svelletrykk ved konstant volum primært er indeks tester og at det laboratorie målte svelletrykket ikke er representativt for svelletrykket in-situ. I følge I følge Mao D., Nilsen B., Dahl F. (2011) er hovedårsakene til dette:

- Laboratorieresultatene er basert på testing av en bestemt mengde leirmateriale (20 g).
- Prøvetakingen og prepareringen fører til at leirmaterialets in-situ struktur og kompaktering forstyrres.

- Den utseparerte leirfraksjonen representerer den mest aktive delen av sleppematerialet, og den tørkede tilstanden det høyeste svellepotensialet
- Svelletrykket på bergsikringer in situ er i stor grad avhengig av tidsforløp mellom driving og installering av bergsikring samt bergsikringens endringsevne.

Tidligere forskning ved NTNU indikerer da også at svelletrykket in situ som regel er betydelig lavere enn målt i laboratoriet og i noen tilfeller bare utgjør 50 % (Tyssekvam 1996).

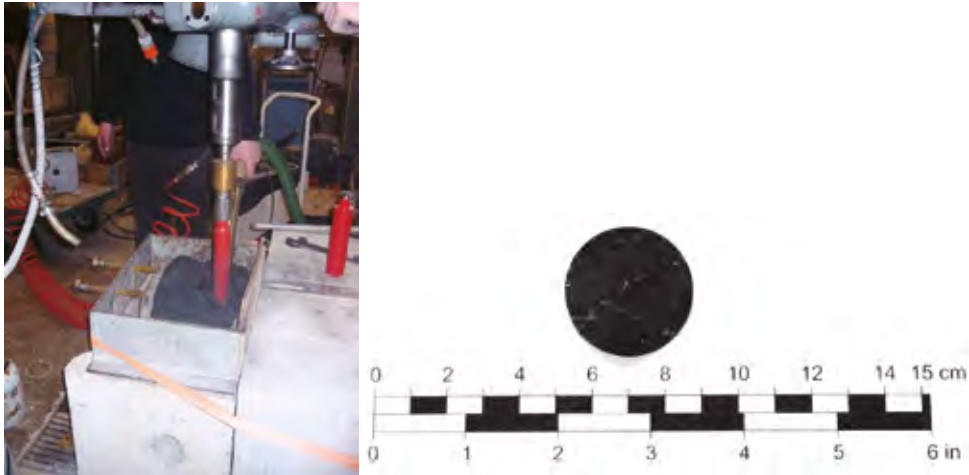
Når det gjelder bestemmelse av mineralogi er det påvisning av tilstedeværelse av smekttitt som vil være av avgjørende betydning for å kunne detektere sleppematerialets sveleevne. Tidligere har både ulike fargetester og Differensial Termisk Analyse (DTA) vært benyttet for å påvise smekttitt i sleppemateriale. I dag utføres imidlertid dette som regel ved XRD-analyse av avsløst materiale < 6 µm, hvor en endring i d-verdiene i diffraktogramene for henholdsvis lufttørket og glykolbehandlet prøve benyttes til å påvise svellende egenskaper.

Skifrige bergarter Alunskifer

Som nevnt innledningsvis finnes det utallige eksempler på stabilitetsproblemer og skader på bygninger som er forårsaket av svellende alunskifer og i så henseende et stort behov for å finne egnede analysemetoder som kan benyttes til karakterisering og kvantifisering av sveleegenskapene til slike prøver. I 2004 ble det utført innledende testing av nedknust pulver fra to prøver av svellende alunskifer fra Hamar området. Disse testene viste imidlertid kun et ubetydelig svellepotensiale (maksimalt svelletrykk 0,09 – 0,10 MPa) og konklusjonen var at metoden ikke egnet seg for bestemmelse av svellepotensialet til alunskifer. SINTEF var en av deltakerne i forskningsrådsprosjektet "Black Shale" i perioden fra 2006 til 2009, hvor bestemmelse av svellepotensiale var et av hovedmålene. Med basis i erfaringene fra forsøkene med nedknust pulver i 2004 ble det bestemt å foreta en annen tilnærming. Tidligere eksperimentelle tester, utført på preparerte prøver av intakt svartskifer fra en vanntunnel i Bogotá, Colombia (Brattli B., Broch E., 1995), hadde vist betydelig svelletrykk og med bakgrunn i disse observasjonene ble det utviklet en ny prosedyre for svelletrykksanalyse av intakte bergartsprøver ved ingeniørgeologisk laboratorium SINTEF/NTNU.

Bortsett fra følgende punkter følger den utviklede prosedyren den samme prosedyren som angitt for sleppemateriale:

1. En borkjerne med diameter 25 mm bores ut normalt på lagdelingen fra en intakt blokk (figur 8). Boringen utføres tørt, ved å benytte trykkluft som kjøling og fjerning av borkaks;
2. En skive med 5 mm tykkelse (figur 8) kappes fra den utborede borkjernen ved å benytte en diamantsag og alkohol som kjølemiddel;
3. Den preparerte prøven tørkes i varmeskap ved 105° C i 24 timer.
4. Prøven forkonsolideres ved 4 MPa i 24 timer før påfølgende avlastning og svelletrykksmåling;



Figur 8. Tørr utboring av kjerneprøve og en ferdig preparert skive av alunskifer for bestemmelse av svelletrykk.

I forbindelse med Black Shale prosjektet ble det også utført mineralogiske analyser av prøvematerialet. I tillegg til XRD analyser for påvisning av smekktitt ble det også utført DTA analyser for å kunne påvise tilstedeværelse av sulfid, inklusive bestemmelse av kistype og kvantitativt kisinnhold.

Vulkanske bergarter

Tunnelkollapser i sør-amerikanske vannkrafttunneler, hovedsakelig drevet i vulkanske bergarter som tuff og andesitt, har siden 2012 resultert i en etterspørsel etter laboratorieanalyser som kan påvise svellepotensiale også til slike bergartsprøver. I så måte kunne metoden som ble utviklet for bestemmelse av svelletrykk til alunskifer tenkes å være et alternativ. Erfaringene fra Black Shale prosjektet viste imidlertid at svellingen til alunskiferne ikke var relatert til smekttitt. Vulkanske bergarter som tuff og andesitt har heller ikke en distinkt lagdeling slik som alunskifere og andre svake skifrige bergarter. Med bakgrunn i disse observasjonene ble det derfor bestemt å foreta enda en ny tilnærming til bestemmelse av svelletrykk ved ingeniørgeologisk laboratorium NTNU/SINTEF. Svelletestingen av vulkanske bergartsprøver utføres på tilsvarende måte som angitt for sleppematerialer og alunskifer. Forskjellen ligger i prøveprepareringen som utføres i henhold til følgende prosedyre:

1. Innledende knusing med hammer. Svake bergartsprøver kan alternativt brykkes opp i mindre biter egnet for knusing i kjefteknuser.
2. Knusing i kjefteknuser med utløpsåpning satt til 5 mm.
3. 2 minutter finknusing i skivesvingmølle.
4. 24 timer tørking ved 105°C;
5. 15 minutter finmaling i porselensmølle

For noen av disse prøvene er det også utført bestemmelse av Slake-durability Index (I_d). Dette er en ISRM standardisert laboratorieanalyse (ISRM 1977, *Suggested Method for*

Determination of the Slake-Durability Index) som benyttes for å bestemme en bergarts evne til å motstå svekkelse og desintegrering gjennom gjentatte sykluser med tørking og fukting. Metoden kan i så henseende ansees å være meget relevant for disse prøvene.



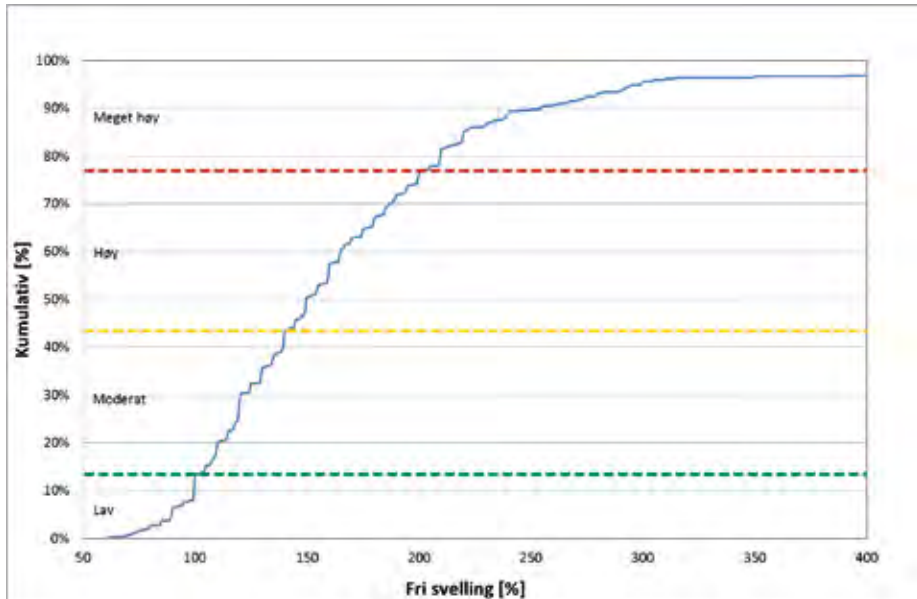
Figur 9. Test apparatur ved SINTEF/NTNU for bestemmelse av Slake-durability Index (I_d).

I tillegg til bestemmelse av svelletrykk og Slake-durability Index er det også for disse bergartene utført mineralogiske undersøkelser. Dette har inkludert XRD analyse samt petrografisk analyse basert på mikroskopering av tynnslip.

KLASSIFISERING AV RESULTAT FRA SVELLETESTING

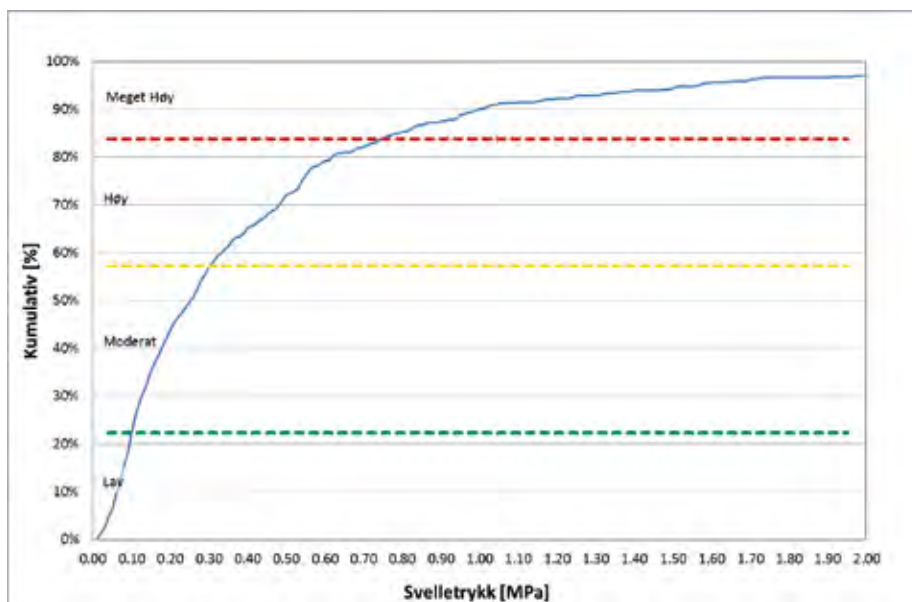
Sleppematerialer

Mer enn 400 sleppeprøver er testet for bestemmelse av fri svelling ved SINTEF/NTNU og resultatene fra disse er registret i en felles database. Den maksimale verdien for fri svelling som er registrert i denne databasen er 858 % mens minimum verdien er så lav som 60 %. Figur 10. viser den kumulative fordelingen av resultat for fri svelling samt klassifiseringsinndeling i henhold til NBG (1985). Kategoriene for lav, moderat, høy og meget høy fri svelling utgjør henholdsvis 8.0 %, 31.6 %, 34.5 % og 25.8 % av det totale antallet testede prøver som så langt er registret.



Figur 10. Kumulativ fordeling av fri svelling resultat samt klassifiseringsinndeling i henhold til NBG (1985)

Når det gjelder svelletrykk er det testet mer enn 500 sleppeprøver ved SINTEF/NTNU. Det maksimale svelletrykket for sleppeprøver som så lang er registrert er 3,50 MPa. Figur 11. viser den kumulative fordelingen av svelletrykk til sleppeprøver samt klassifiseringsinndeling i henhold til NBG (1985). Kategoriene for lavt, moderat, høyt og meget høyt svelletrykk utgjør henholdsvis 17.7 %, 38.5 %, 27.2 % and 16.6 % av det totale antallet prøver som er registrert.

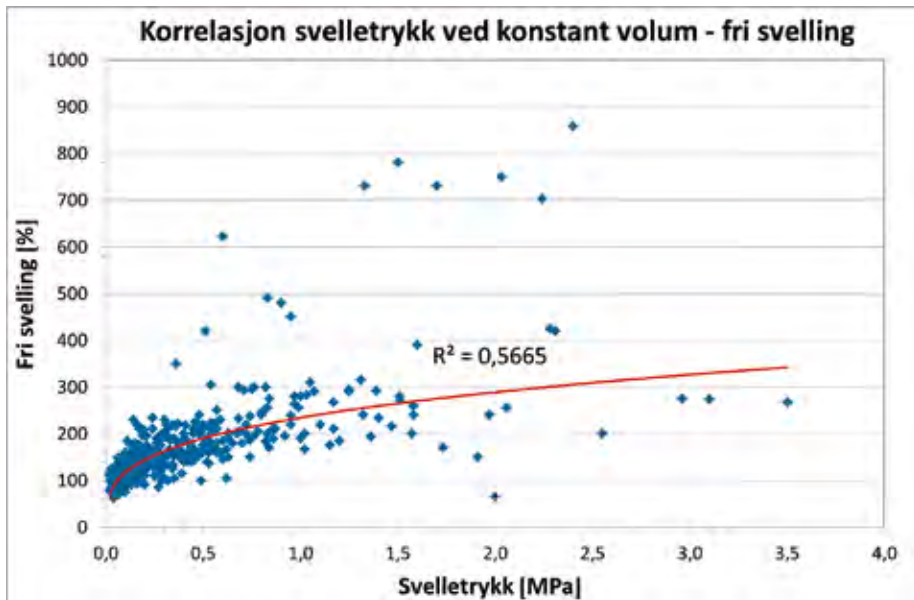


Figur 11. Kumulativ fordeling av svelletrykk resultat samt klassifiseringsinndeling i henhold til NBG (1985)

Tabell 1. Klassifisering av fri svelling og svelletrykk i henhold til NBG (1985).

Klassifisering	Fri svelling [%]	Svelletrykk [MPa]
Meget høy	> 200	> 0,75
Høy	140 – 200	0,30 – 0,75
Middels	100 – 140	0,10 – 0,30
Lav	< 100	< 0,10

Med bakgrunn i at både fri svelling og svelletrykk ved konstant volum benyttes til kvantifisering og klassifisering av svelleegenskapene til prøver av preparert sleppematerialer kan det være nærliggende å anta at det er en sammenheng mellom disse to testene. Figur 12. viser at det eksisterer en korrelasjon mellom testene, men også at det er en markant spredning ved høyere verdier. Dette gjør at det ikke er mulig å angi en anbefalt omregningsfaktor fra fri svelling til svelletrykk.

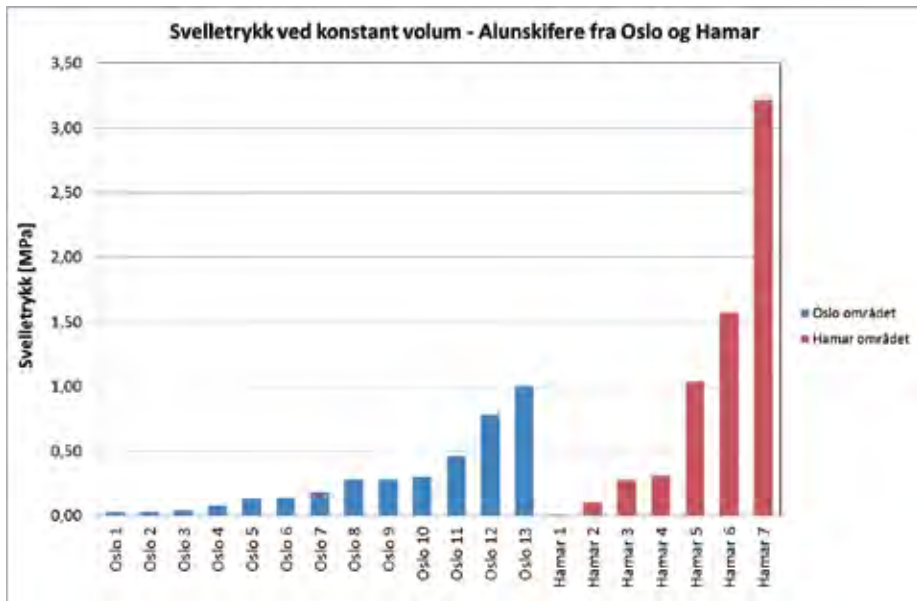


Figur 12. Korrelasjon mellom svelletrykk ved konstant volum og fri svelling.

Intakte bergartsprøver

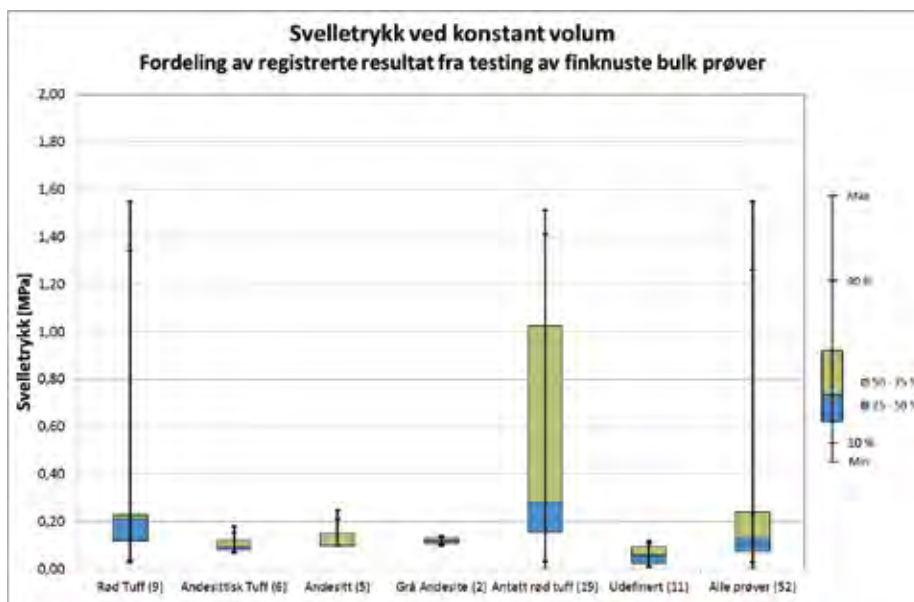
I motsetning til sleppematerialer kan svelletrykksanalyser av bergartsmateriale utføres enten ved å benytte diskere av intakt bergartsmateriale eller nedknust bulk prøvemateriale. Den registrerte datamengden fra slike tester er imidlertid fremdeles begrenset og det eksisterer foreløpig ingen klassifisering av svelletrykk til bergartsprøver. Den gjeldende klassifiseringen til sleppeprøver kan imidlertid benyttes for å illustrere materialets potensiale til å mobilisere svelletrykk.

Figur 13. viser det maksimalt registrerte svelletrykket for preparerte diskere av alunskifer fra Oslo og Hamar områdene som er analysert med metoden som er utviklet ved SINTEF/NTNU. Resultatene viser en variasjon i svelletrykket fra 0,01 MPa til 3,22 MPa, I henhold til klassifiseringen for sleppematerialer indikerer dette at svellepotensialet til alunskifer kan variere fra ubetydelig (grense for lavt < 0,10 MPa) til ekstremt høyt (grense for meget høyt > 0,75 MPa).



Figur 13. Maksimalt registrert svelletrykk for preparerte diskere av intakt alunskifer fra Oslo og Hamar områdene.

Figur 14. viser prosentvis fordeling av det maksimalt registrerte svelletrykket til finknuste prøver av vulkanske bergartsprøver fra Sør-amerika. På samme måte som for alunskiferne viser resultatene en meget stor variasjon i svelletrykket (fra 0,00 MPa til 1,51 MPa), noe som indikerer at disse prøvene kan variere fra å være helt inaktive til ekstremt svellende.



Figur 14. Grafisk fremstilling av fordelingen av registrerte svelletrykksresultat fra testing av finknuste bulk bergartsprøver.

Et utvalg av 28 prøver av vulkanske bergarter som er testet for bestemmelse av Slake-durability Index eller evnen til å motstå svekkelse og desintegrering gjennom gjentatte sykluser med tørking og fukting viste en variasjon fra 25,7 – 99,5 % resterende materiale > 2,0 mm etter 2 sykluser med tørking (24 timer ved 105°C) og fukting (i vannbad i en roterende trådtrommel med maskeåpning 2,0 mm). I henhold til ISRM klassifikasjonen viser dette en variasjon fra meget lav motstandsdyktighet (0 – 30 %) til meget høy motstandsdyktighet (98 – 100 %).

Tabell 2. Klassifisering av Slake-durability indeks (I_{d2}) i henhold til ISRM 1977.

Klassifisering	Slake-durability Index (I_{d2}) % retained*
Meget lav	0 – 30
Lav	30 – 60
Middels	60 – 85
Middels høy	85 - 95
Høy	95 – 98
Meget høy	98 - 100

* % Resterende bergartsmateriale > 2,0 mm etter 2 sykluser med tørking/ fukting.

SVELLELENDE FAKTORER

For sleppemateriale er det uten tvil tilstedeværelsen av smektitt (montmorillonitt) som er den utløsende faktoren når det gjelder svelling og dette lar seg som tidligere nevnt påvise ved å sammenligne XRD diffraktogramene for henholdsvis lufttørket og glykolbehandlet prøve. Smektitt vil i hovedsak også være årsaken til svellingen som enkelte vulkanske bergartsprøver viser. Det kan imidlertid være vanskelig å påvise smektitt i nedknust bulk materiale fra slike prøver. Dette skyldes at andelen smektitt ofte kan utgjøre kun en marginal prosentandel av den totale prøven. I prøver som lar seg desintegrere i vann slik at finfraksjonen $< 20 \mu\text{m}$ kan skilles ut og analyseres separat vil man imidlertid som regel kunne detektere smektitt i de prøvene som viser svelling.

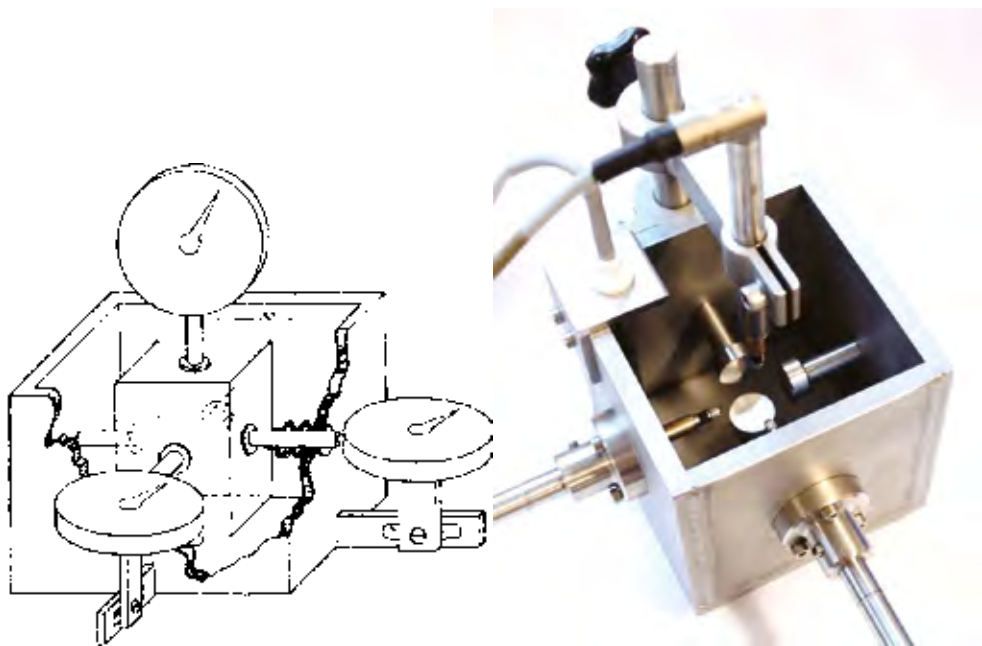
I motsetning til sleppematerialer og vulkanske bergarter har mineralogiske analyser ikke klart å påvise at smektitt er tilstedeværende i alunskiferne. Det målte svelletrykket må derfor være relatert til andre fysiske egenskaper eller kjemiske reaksjoner. Det er nærliggende å anta at den distinkte foliasjonen og skifriheten til alunskifer vil kunne forårsake svelling gjennom kapillaritet når vann tilsettes den tørkede prøven. I forbindelse med Black shale prosjektet ble det også utført svelletesting av prøver av Otta skifer og Alta skifer, for å undersøke om disse ville vise svellepotensiale. Resultatene fra dette viste imidlertid kun ubetydelig svelling med maksimalt registrerte svelletrykk i området $0,02 - 0,05 \text{ MPa}$. Disse prøvene er imidlertid karakterisert som relativt sterke skifertyper og den ubetydelige svellingen kan sannsynligvis relateres til at den sterkere og tettere lagdelingen ikke muliggjør den samme vanninntrengingen. Med basis i disse observasjonene kunne det være mer nærliggende å anta at andre leirholdige bergarter som har en distinkt lagdeling med svake bindinger ville kunne ha tilsvarende svellepotensialet som de analyserte alunskiferne. For å undersøke dette ble svelletesting av preparerte prøver av grønnstein og fyllitt fra lokaliteter i Trondheims området svelletrykktestet ved SINTEF/NTNU i 2012. Resultatet fra disse analysene viste imidlertid kun et maksimalt registrert svelletrykk $< 0,01 \text{ MPa}$ for fyllitt og $0,01 - 0,03 \text{ MPa}$ for grønnskifer.

Oksidering av sulfid har også vært lansert som en mulig årsak til alunskifers svellepotensiale. Nærmere 40 prøver av alunskifer fra Oslo/Hamar området har blitt analysert ved Differensial Termisk Analyse (DTA) ved SINTEF, med henblikk på å identifisere tilstedeværelse av sulfid og da spesielt magnetkis. Av disse viste seg omtrent samtlige å inneholde sulfid (magnetkis eller en blanding av ulike kistyper). Innholdet ble i gjennomsnitt målt til å være i området $1,5 - 2,0 \%$, med en maksimal verdi på ca. 8% . Det er imidlertid ikke foretatt svelletrykksbestemmelse av disse prøvene som kan sammenholdes med det registrerte kisinnholdet. For å kunne benyttes til karakterisering av svellepotensiale må DTA resultatene studeres nærmere og sammenholdes med observasjoner og erfaringer fra bygge- og anleggsvirksomheten hvor prøvene er tatt. Det vil også være interessant å sammenligne disse resultatene med andre kjemiske og petrografiske analyser for å kunne finne eventuelle kritiske nivåer.

VIDEREUTVIKLING

Designet av testcellen som benyttes i ødometer testene tillater kun svelling i en retning. Dette kan betraktes som å være en irrelevant problemstilling for testing av preparert pulver fra sleppemateriale. For preparerte disk av intakte bergartsprøver vil det imidlertid kun være den aksielle svellingen av disken som registreres. Det er mest sannsynlig å anta at prøver med

distinkt lagdeling/foliasjon vil vise mest svelling normalt på lagdelingen og diskene som benyttes blir derfor preparert i henhold til dette. Det vil allikevel være av stor interesse å kunne registrere eventuell svelling av prøvematerialet i flere retninger. ISRM har foreslått en metode som kan benyttes til dette formålet (*ISRM 1997, Suggested method for determination of the swelling strain developed in an unconfined rock specimen*) og SINTEF/NTNU har i løpet av 2013 fått konstruert en slik apparatur (se figur 15). På samme måte som for de oppdaterete ødometeren vil det bli benyttet digitale avstandsmålere i stedet for analoge måleure. Apparaturen vil også ha et digitalt termometer for registrering av væsketemperatur og dette vil sammen med en integrert egenutviklet programvare muliggjøre en kontinuerlig elektronisk logging av måledata (deformasjon, tid og temperatur). Figur 15 viser ISRM's skisse av den foreslåtte apparaturen samt apparaturen som er bygget ved SINTEF/NTNU. Testen kan betraktes som en type fri svelle test som utføres på upåvirkede prøver av intakte bergarter. I testen bestemmes utvidelsen av en preparert kube eller sylinder (kjerne) i 3 retninger over tid etter at den har blitt neddykket i vann. Dette er en testmetode som er tenkt å knyttes opp mot ødometer metoden for bestemmelse av svelletrykk ved konstant volum for å gi ny kunnskap om og innsikt i bergarters svelleegenskaper. En Masteroppgave (2013 – 2014) med tittel "*Study on the swelling potential of some selected Rocks*", med felles veiledere fra NTNU og SINTEF vil også bli direkte rettet mot utvikling av denne testmetoden.



Figur 15. Skisse av testrigg foreslått av ISRM (til venstre) og apparatur bygget ved SINTEF/NTNU i 2013 (til høyre).

OPPSUMMERING

Testresultat fra de beskrevne metodene blir systematisk registrert i SINTEF/NTNU databaser og danner grunnlaget for videre forskning og utvikling innenfor bestemmelse av

svelleegenskaper. Ødometer forsøkene som er utført på sleppematerialer og bergartsprøver viser at metoden egner seg meget godt for å identifisere og kvantisere svelletrykk ved konstant volum.

Det registrerte datagrunnlaget for bergartsprøver er foreløpig ikke tilstrekkelig for å foreta egne klassifiseringer, men ved å benytte den eksisterende klassifiseringen for sleppemateriale er det allikevel mulig å få en god indikasjon på graden av svelletrykk som prøvematerialet kan gi. Videre vil inkludering av resultat fra kjemisk – mineralogiske analyser, Slake-durability Index og 3D fri svelling kunne gi korrelasjoner som bidrar til en enda bedre forståelse av de forskjellige mekanismene som kan forårsake store problemer på grunn av svelling.

Avslutningsvis er det viktig å understreke at ingeniørgeologiske laboratorieanalyser må betraktes som indeks tester og at disse må kombineres med geologisk kartlegging og observasjoner i felt for å kunne gi grunnlag for valg av sikringsmetode og omfang.

REFERANSELISTE

1. Mao D., Nilsen B., Dahl F. 2011. Laboratory testing of swelling gouge from weakness zone – principle and recent update. In: Proceedings of the 45th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, San Francisco, USA.
2. Nilsen B., Broch E., 2009. Ingeniørgeologi-Berg Grunnkurskompendium, institutt for geologi og bergteknikk, NTNU.
3. Håndbok Ingeniørgeologi-berg, Norsk Bergmekanikkgruppe, 1985
4. Tyssekvam, I. O. 1996. Hovedoppgave: Svakhetssoner i tunnel Romeriksporten – Prøvetaking og karakterisering av sleppemateriale, NTNU
5. Brattli B., Broch E. 1995. Stability problems in water tunnel caused by expandable minerals - Swelling pressure measurements mineralogical analysis. Engineering Geology 39: 151-169.
6. ISRM, 1977. Suggested Method for Determining Water Content, Porosity, Density, Absorption and Related Properties and Swelling and Slake-Durability Index Properties, Part 2 – Suggested Method for Determination of the Slake-Durability Index, Suggested Method for Determination of the Swelling Strain Developed in an Unconfined Rock Specimen

**NIFS FOU PROGRAMMET, MED FOKUS PÅ RESULTATER HITTIL OG
FORVENTNINGER FOR PROSJEKTPERIODEN 2012 - 2015**

**NIFS R&D program with focus on results to date and expectations for the project
period 2012-2015.**

**Gordana Petkovic¹, Kari Øvrelid³, Eli Katrina Øydvin³, Halgeir Dahle¹, Steinar
Myrabø², Vikas Thakur¹, Margareta Viklund³, Bjørn Kristoffer Dolva¹**

¹ Statens vegvesen

² Jernbaneverket

³ Norges vassdrags- og energidirektoratet

SAMMENDRAG

Prosjektet **Naturfare, infrastruktur, flom og skred** (NIFS) (www.naturfare.no) er en stor tverretattlig FoU- satsing mellom Jernbaneverket (JBV), Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) og Statens vegvesen (SVV) med prosjektperiode på fire år 2012 – 2015. Planlagt budsjett er på 42 millioner NOK for perioden, og etatene tilfører også et stort antall interne årsverk for å oppnå kompetanseutvikling, gode resultater og nødvendig gjennomføringskraft. Prosjektet nærmer seg halvgått løp og er allerede i leveringsfasen; syv delprosjekt er operative og opp mot 100 medarbeidere i de tre etatene er involvert i større eller mindre grad. Det blir gitt en oversikt over leveranser frem til november 2013.

Stikkord: arealplanlegging, beredskap, flom, krisehåndtering, kvikkleire, naturfare, naturskade skred

SUMMARY

The article describes the multi-disciplinary research project entitled **Natural hazards – infrastructure for floods and slides** (NIFS). The project is a joint enterprise involving the Norwegian National Rail Administration, the Norwegian Water Resources and Energy Directorate and the Norwegian Public Roads Administration. The project period has been set to 2012 – 2015. The combined budgets allocated for the full project period amount to NOK 42 million. Additionally, thanks to considerable input of internal competence and professional development, approximately 30 man years will be contributed from the various services over the same period. The project is already in its delivery phase; seven sub-projects have been set up and close to 100 staff from within the three services are involved to a greater or lesser extent.

Keywords: land use, emergency preparedness, flood, crisis management, quick clay, natural hazard, natural disaster, protection, landslide, avalanche

INNLEDNING

Det tverretattlige forskningsprosjektet: Naturfare, infrastruktur, flom og skred (NIFS) er en felles FoU-satsing mellom Jernbaneverket, Norges vassdrags- og energidirektorat og Statens

vegvesen. Arbeidet er godt i gang, og prosjektet er snart halvveis. Prosjektperioden er definert som 2012 – 2015 med et planlagt budsjett på 42 millioner. Stort fokus på å bygge intern kompetanse og faglig utvikling gjør at etatene bidrar i tillegg med anslagsvis 30 årsverk i samme periode. Opp i mot 100 medarbeidere i de tre etatene er involvert i større eller mindre grad. Artikkelforfatterne er ledere for de 7 delprosjektene som er gitt en nærmere omtale i de neste hovedkapitlene.



Figur 20. 1: Store skader på Notodden jernbanestasjon etter regnvær 23. juli 2011 (Foto: Kjell Aulie, 24. juli 2013).

NATURSKADESTRATEGI

Hensikten er å kartlegge rammer og rutiner for naturskadestrategi i den enkelte etat, dra nytte av at etatene har felles mål i håndtering av flom og skred, samordne og koordinere lignende aktiviteter, men også få fram viktige forskjeller.

Vi har funnet fem områder vi prioriterer å se nærmere på i denne sammenheng.

Terminologi

Det er behov for samordning av definisjoner for faglige begrep brukt i forbindelse med skred, flom og beredskap. Innarbeidede begrep brukes noe forskjellig fra etat til etat. Også utviklingen innen fagfeltet har brakt fram en del nye termer, og en grundig diskusjon og samordning av definisjoner er nødvendig. Så langt har man i NIFS blitt enig om definisjoner for skredtyper og begrep innen beredskap. Begrepskartleggingen er under arbeid. Termlister med NIFS sine forslag til definisjoner vil bli sendt til hele fagmiljøet i Norge for innspill.

Styrende dokumenter

Selv innenfor en etat kan det være behov for å gjøre styringsdokumenter bedre kjent, for eksempel forpliktelser i forhold til uttalt policy eller nedfelt strategi. Behovet er enda større når tre etater skal samarbeide. NIFS har derfor fått Rambøll til å utarbeide en rapport (1/2013 Roller i det nasjonale arbeidet med håndtering av naturfarer, 2013) som beskriver og

diskuterer NIFS-etatens roller i det nasjonale arbeidet med håndtering av naturfare. Man tok da utgangspunkt i eksisterende styringsdokumenter på nasjonalt- og etatsnivå, supplerte dem med en rekke intervjuer og diskusjonsmøter. Rambøll konkluderer rapporten med 11 forbedringsforslag. Forslagene følges nå opp bl.a. med casestudier av to samarbeidsprosjekter, og en nærmere utredning av risikobilde for jordskred. Rapporten kan lastes ned fra www.naturfare.no.

Rammeverk for håndtering av naturfare

Meld.St. 15 (2011-2012) «**Å leve med farene**» gir noen føringer for etatens arbeid med forebygging av skade ifm flom og skred. NIFS sin oppgave er å vurdere hvordan stortingsmeldingen påvirker forvaltningsarbeidet – både i den enkelte etat, og skred- og flomarbeid generelt. I tillegg er det ønskelig å komme med konkrete innspill til den nasjonale strategien for håndtering av flom og skred, som er under arbeid. NIFS har prioritert å se nærmere på både risikoakseptkriterier og ROS-analyser i arbeidet med håndtering av naturfarer.

Kommunikasjon og informasjon

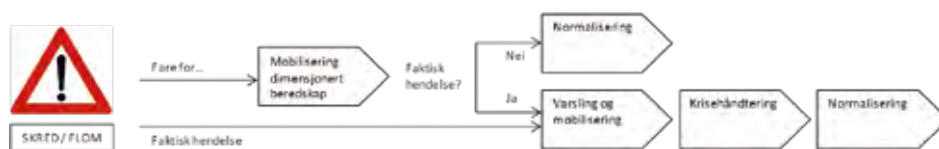
Alle faser av arbeidet med infrastruktur og bebyggelse har behov for god kommunikasjon. Dette inkluderer f.eks. informasjon om arealet er egnet til utbyggingsformål, om behov for sikring eller for økt beredskap, om restrisiko etter man har utført en sikring osv. NIFS ser på kvaliteten i de etablerte kommunikasjonsmønstre og vurderer muligheter for forbedring. Foreløpige funn viser at det er behov for en bedre utnyttelse av folkemøter, fagsamlinger og andre etablerte samarbeidsarenaer ved å fremme toveiskommunikasjon. Også – kommunikasjon som starter i skolebenken er viktig for å etablere bred kunnskap om disse temaene, og for å lære seg å «leve med farene».

Annen FoU

Vi arbeider også med å integrere annet pågående FoU-arbeid innen naturfare i NIFS-programmet, dra nytte av overlappende interesser og aktiviteter og spesielt dra nytte av de store muligheter og kunnskap som gjøres tilgjengelig for NIFS gjennom studentoppgaver.

BEREDSKAP OG KRISEHÅNDTERING

Dette delprosjektet har som mål bl.a. å identifisere de områdene innen beredskap og krisehåndtering som etatene før, under og etter hendelser bør samarbeide om.



Figur 20.2: Skissert prosess for beredskap og krisehåndtering.

Vi tar for oss eksisterende planverk i de tre etatene, ser på gjeldende praksis og erfaringer fra reelle hendelser samt evalueringer av gjennomførte øvelser. Vi søker å tydeliggjøre roller og ansvar etatene i mellom, og i forhold til øvrige aktører som kommune, politi, fylke og fylkesmann. Prosjektet skal også peke ut hvilke tiltak som kan bidra til å legge til rette for et slikt samarbeid.

Arbeidet vårt skal oppsummeres i en rapport med konkrete innspill og forslag til forbedringer i planverk og rutiner. Hensikten er å sikre en best mulig rolleforståelse, kommunikasjonsflyt og kontroll etatene i mellom, og fra etatene og til andre aktører.

I løpet av høsten 2013 leveres en delrapport med konklusjoner og anbefalinger etter gjennomgangen av eksisterende planverk i de tre etatene.

Hovedfunn så langt

Planverkene bygger i stor grad på de samme prinsippene og organiseringen er ikke ulik. Men de tre etatene bruker forskjellige definisjoner på beredskaps- og krisenivåer. Innad benyttes det også ulike definisjoner på sentrale begreper. Etatene har til stor grad sammenfallende tredeling av både beredskap og krisehåndtering (Krisenivå 1-3), men innslagskriteriene er noe forskjellige.

I forhold til varslingen og mobiliseringen forut for hendelse, er det i planverkene ulike kriterier for risikoaksept blant aktørene. Dette kan føre til at en situasjon vurderes ulikt, og beredskapsnivået derfor settes ulikt. Deres ulike ansvar, roller og oppgaver i krisehåndteringen medfører også at en og samme hendelse kan oppfattes forskjellig i de tre etatene – det som kan være en krise på nivå 2 eller 3 hos NVE, kan være klassifisert som driftsavbrudd på nivå 1 hos SVV og JBV. Dette er ikke nødvendigvis feil, men kan virke forvirrende for andre aktører og fremstå som uenighet etatene imellom.

Fylkesmannens og NVEs roller før, under og etter hendelser, er i dagens planverk og instruksjer ikke klart nok beskrevet. Dette gir utfordringer i forhold til en felles, omforent forståelse av roller og ansvar, og hvem som utfører hvilken oppgave.

Størst utfordringer kan synes å ligge i informasjonsflyt mellom etatene og fra etatene til eksterne. Planverkene er i hovedsak begrenset til egen virksomhet, og mangler viktige rutiner og instruksjer for hvordan beredskapsledelsen skal kvalitetssikre informasjonen som kommer fra de andre aktørene og etatene, samt hvordan kommunikasjonen til eksterne skal samordnes. Videre mangler det klare føringer for hvordan etatene skal koordinere og samordne beslutningsunderlag for kriseledelsen i de tre etatene. NVEs tildelte rolle som koordinator, er heller ikke beskrevet i planverkene.

Foreløpige anbefalinger

Vi vil anbefale i vår rapport at de tre etatene enes om felles begrep for beredskap og krise, samt at de innfører samme betegnelse på de ulike beredskaps- og krisenivåene. Det bør også skilles mellom aktiviteter knyttet til beredskap og krisehåndtering. Prosjektet anbefaler at NVEs og Fylkesmannens koordinerende roller konkretiseres, spesielt i forhold til de andre aktørene. Konkret ansvar og rolle for de ulike beredskaps- og krisenivåene bør presiseres og avklares med de øvrige aktørene og deres departementer. Vi ser også at det er svært viktig å få på plass instruksjer for informasjonsflyt og kontroll mellom etatene, og at rutiner for samordning av ekstern informasjon bør utarbeides.

Videre fremdrift

Vi arbeider videre med å gjennomgå praktiske erfaringer fra reelle hendelser og større øvelser, og vi ser på om funnene fra planverkene samsvarer med utfordringene i reelt krisearbeid. Dette arbeidet er i gang, og «Øvelse Østland» senere i høst vil forhåpentlig gi noen interessante innspill i så måte.

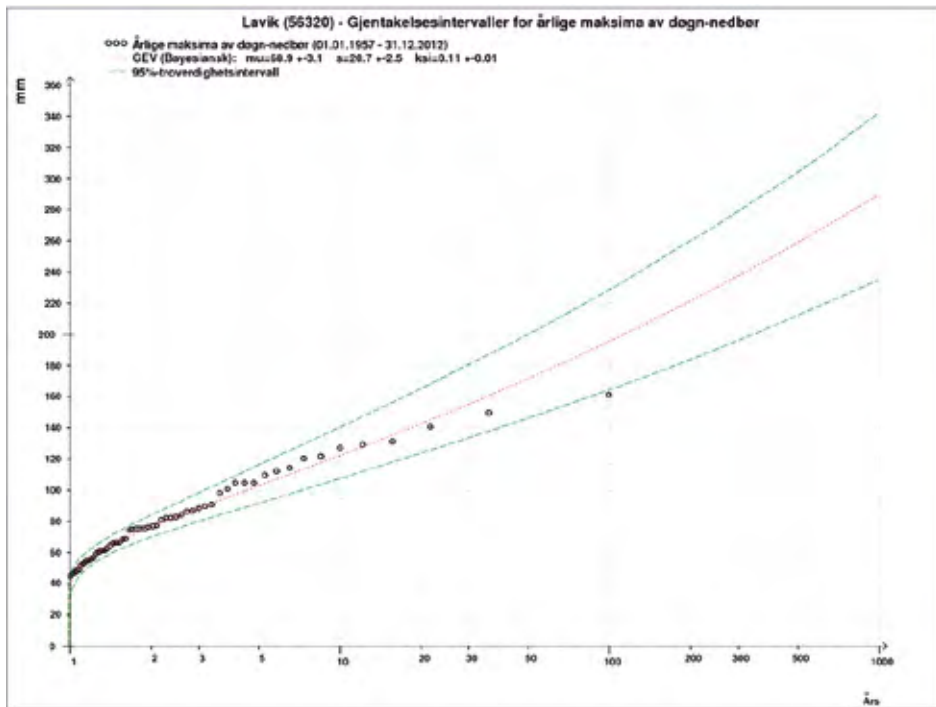
KARTLEGGING, DATASAMORDNING OG ROS-ANALYSEPLAN

I dette fokusområdet er det definert 4 sentrale utfordringer:

Kartlegging flom og skred

Etatene har forskjellig tilnærminger til flom- og skredkartlegging. Vi arbeider med å gi en oversikt over hva slags kartleggingsprosjekter og rutiner som hver etat jobber med.

Formålene er å identifisere og redusere utfordringer ved kartlegging av naturfare for bebyggelse og infrastruktur slik at ressursbruken er hensiktsmessig for å dekke kartleggingsbehovet. Det innebærer behov for tettere dialog slik at konkrete oppgaver kan koordineres mellom etatene, og det vurderes ytterligere metodebehov for flom- og skredkartlegging. Innværende år ser vi på bl.a. effekter knyttet til «Ekstreme meteorologiske forhold» og «Skreddempende effekt av bjørkeskog».



Figur 20.3: Flere modeller (distribusjoner) finnes for å ekstrapolere meteorologiske data. Forskjellige modeller gir brattere eller flatere kurver, dvs. stor forskjell i resultater (Teknologidagene 2013).

Datasamordning

Vi tar sikte på å gi oversikt over arbeidet med databaser og datasamordning for flom- og skreddata i NIFS. Dette omfatter også tilrettelegging med enhetlige formater, standardisering, visualisering og sikre nødvendig tilgang til etablerte data gjennom nedlastningsløsninger, GeoNorge og felles portaler i NVE, SVV og JBV.

Det er behov for å bygge videre på den eksisterende felles webportalen «Skrednett», med formål å sammenstille og presentere forebyggende informasjon og data om flom- og skredfarekartlegginger, fareutredninger, sikringstiltak, grunnundersøkelser osv. utført av ulike aktører, både offentlige og private, slik at brukere lett kan finne samlet informasjon.

ROS-analyser i plan

Det er behov for å forbedre systematikken rundt gjennomføring av ROS-analyser i og mellom etatene for å utrede og dokumentere flom- og skredhensyn i tilstrekkelig grad i planarbeidet.

Det er også behov for å forbedre veiledere og rutiner innen planlegging (bl.a. i utbyggingsprosjekter) i SVV/JBV, for å kunne gi oversikt og utsjekk om nødvendig grunnlagsanalyser er utført. Bedre beskrivelser om hvordan flom- og skredrisiko skal dokumenteres ved risiko-vurderingene i ROS-analyser er også et av våre fokus.

Flom- og skredhendelser

Erfaringer og samarbeid knyttet til opplegg for håndtering av flom- og skredhendelser er viktig. Herunder bl.a. retningslinjer og rutiner for registreringer, kvalitetskrav og kvalitets-sikring av data samt gode rutiner for overføring av data mellom etatene, er viktige tema for forbedring av eksisterende databaser og samhandling om deres videreutvikling. Det er viktig for å oppnå tilstrekkelig kvalitet og for å øke omfanget med registrering av flom- og skredhendelser.

Det er behov for å utforme retningslinjer og et koordinert opplegg for hvordan NVE, SVV, JBV m.fl. kan ivareta en tilstrekkelig og enhetlig registrering (omfang, innhold og kvalitet) og håndtere (videreforedle) registrerte flom- og skredhendelser på.

OVERVÅKING OG VARSLING

Dette arbeidet faller i stor grad sammen med den store tverretatlige satsingen på skredvarsling, som de tre etatene er sammen om i tillegg til Meteorologisk institutt (MET).

Innen hovedtemaet «overvåking og varsling» har NIFS fokus på temaene «Overvåke stabilitet / skredbevegelser». I denne sammenheng jobbes det med å teste, evaluere og anbefale ulike metoder for fysiske målinger av bevegelser på og i fareobjekter/lokaliteter/skredbaner som allerede er identifisert/kartlagt.

Så langt er det valgt å fokusere på følgende overvåkingsmetoder:

Overvåking av steinspranghendelser i fanggjerde

Et 300 m langs steinsprangggjerde på riksveg 70 i Møre og Romsdal er overvåket med rystelsesmålere for å detektere steinsprang som havner i gjerdet.

Deteksjonene kan gi et forvarsel om eventuelle større skredhendelser som et steinsprangggjerde ikke kan stoppe.



Figur 20. 4: Rystelsesmåler(e)i fanggjerdje ved riksveg 70 (Foto: SVV, 2013).

Måling av snøsig i forkant av svasnøskred

Svasnøskred er vanskelig å forutse. Deformasjoner kan være tydelige over lengre tid, men selve skredet er vanskelig å varsle. Det forsøkes å måle deformasjonen på svaet med sanntids dataoverføring. Målesystemet er monterte på fylkesveg 63 i Oppland.

Overvåkingsenhet under akutt skredhendelse

Målet er å utvikle og teste en overvåkingsenhet som kan komme til et sted med akutt skredfare, og på trygg avstand fortelle om deformasjoner i løseområdet.

Utstyr og metodikk testet og gjennomført i Sunndal. Det er senere også benyttet ved en akutt hendelse. Se rapport 31/2013 «Overvåking ved akutte skredhendelser, 2013»

Bakkebasert laserscanning

Metoden er allerede en del benyttet i dag, men NIFS ønsker å lage en veiledning til bruk av denne metoden for periodisk overvåking. Flere testområder benyttes.

HÅNDTERING AV FLOM OG VANN PÅ AVVEIE

Dette delprosjektet tar for seg ulike vannrelaterte problemstillinger som skapes av vann på avveie og fører til flom-/skredskader i små nedbørfelt. Dette er en stor utfordring for infrastruktur.

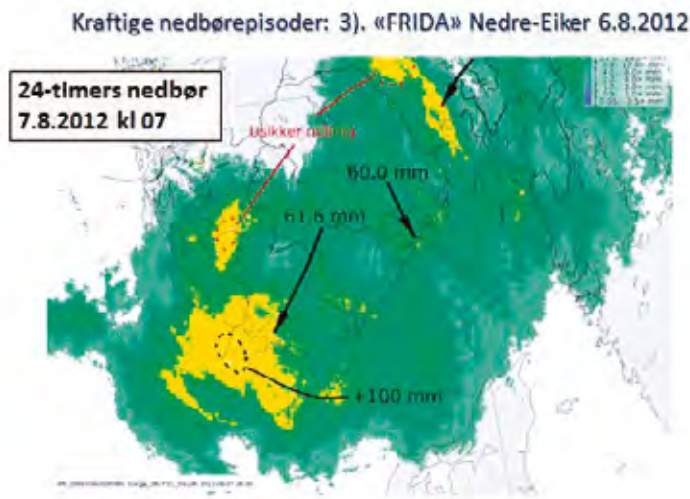
Samarbeid mellom etatene, utveksling av erfaringer og felles kompetanseoppbygging ble ansett som så viktig at vi i oktober 2012 arrangerte en egen involveringssamling.

Arrangementet hadde over 80 deltakere og vi bygger videre på erfaringene derfra i prosjektet med fokus på tre arbeidsområder.

Flom og dimensjoneringsberegninger i små felt.

Foreløpig er det gjennomført litteraturstudie innen temaet flomberegninger i små felt (NIFS-rapport 60/2013 Flood estimation in small catchments), og det er laget stasjonsoversikt i form av en rapport over alle små felt i Norge (NIFS-rapport 66/2013 Vannføringsstasjoner i Norge med felt mindre en 50 km²).

Det er utført analyser av korttidsnedbør og IVF-kurver for Østlandet, som er publisert av Meteorologisk institutt (rapport 14/2012). Resultatene ble også presentert på Statens vegvesens konferanse «Teknologidagene» 21.- 22. oktober 2013 i Trondheim. Den tilsvarende rapporten for Sørlandet publiseres i skrivende stund.



Figur 20.5. Eksempel på kraftig nedbørepisode på Østlandet (MET, Teknologidagene 2013)

Det er utført flomfrekvensanalyser for 162 stasjoner med nedbørfelt mindre enn 50 km². Regresjonsanalyser er utført for etablering av regionalt formelverk for beregning av middelflom i små felt. Videre vil analyser på sesong- og regionale flomfrekvenskurver utføres og slutføres i form av rapport medio 2014.

Det er utført trendanalyser for 35 stasjoner for døgnmiddelflom og kulminasjonsflom, samt forholdet momentan/døgn. Resultatene ble presentert på European Geosciences Union General Assembly 2013 i Wien, Østerrike i april 2013 (www.EGU.eu) og på Teknologidagene 2013 (www.vegvesen.no).

Senere i prosjektet følger arbeidet med karakterisering av nedbørfelt, sammenligning av metoder for flomberegning i små felt, anbefaling av metoder, og utarbeidelse av veileder for flomberegninger i små felt.

Samarbeid om tiltak ved utbygging og drift av vannveiene

Samarbeidet vårt her følger 4 hovedløp: (1) initiering av samarbeid ved utbygging og drift av vannveiene, (2) modellforsøk i lab, (3) utprøving av tiltak i felt og (4) skriftlig rapportering.

Vi tok initiativet til møte i desember 2012 på Hamar, med representanter fra JBV, SVV, NVE, kommuner og fylkesmann med fokus på håndtering av flom og vann på avveie. Hovedtemaene var hvordan jobbe for å få til et samarbeid mellom alle ansvarshavende i et helt nedbørfelt, behov for kartlegging av nødvendig informasjon og tilgjengelige virkemidler. Dette gjelder både i planfasen, ved utbygging og i operativ drift.

Vi har fulgt opp ved å etablere et godt samarbeid i Gudbrandsdalen, foreløpig mellom JBV og SVV (drift og ny E6 Biri-Otta), og vi skal gjennomføre et felles oppstartseminar i desember 2013 med alle parter knyttet til etablering av tre pilotfelt for et helhetlig samarbeid om tekniske og organisatoriske tiltak. To masterstudenter har i høst startet med sine oppgaver knyttet til pilotfeltene.

Vi bidrar også i arbeidsgruppa for «Forvaltningsplan for Lågen», et initiativ som kom i gang etter flomskadene i mai 2013. Forumet ledes av Fylkesordføreren i Oppland og målet er å lage en forvaltningsplan for Lågen og sidevassdragene innen 2016.

Det er bygd en modell for vannhåndtering på Vannlaben på NTNU, og flere masteroppgaver knyttet til modellen er allerede gjennomført. Dette samarbeidet ble avtalefestet mellom NIFS og NTNU allerede i 2012.

Vi har bidratt til at det er anlagt ulike typer kvistdammer i nedbørfeltene til 3 stikkrenner ved Minnesund stasjon, med hjelp av eksperthjelp fra Slovakia. Feltene er instrumentert med vannstandsloggere og værstasjon. Flere testområder er planlagt andre steder i landet.

En studietur til Slovakia, hvor de har etablert over 100.000 dammer, ble gjennomført i oktober 2013 for å se på og høste ytterligere erfaringene med denne type tiltak. Egen rapport om dette er under arbeid.

Utpøving av tiltak mot gjenising i kulverter vil bli uttestet til vinteren 2013/2014.

Et av hovedmålene våre er at arbeidet vårt skal munne ut i en ny håndbok om drenering.

I tillegg vil vi fortløpende produsere rapporter og faktaark om de tiltakene vi tester ut og/eller samler inn erfaringer om.

Hendelser og kostnader

Vi har valgt ut fem hendelser for nærmere analyse; Notodden 2011, Rørosbanen 2011, Ål i Hallingdal 2011, Dovrebanen 2011/2012/2013 og Frida (Burud) 2012.

Det foreligger mye informasjon knyttet til disse hendelsene, bl.a. ulike fagrapporter og en NIFS rapport er allerede skrevet fra Frida-hendelsen i 2012.

Vi ønsker å systematisere foreliggende informasjon og lage felles rapporter fra hver av disse hendelsene, der en vurderer årsak til skadene basert på meteorologiske og hydrologiske data, samt kartlegging av menneskelig påvirkning. Oppsett for samfunnsøkonomiske analyser av hendelsene er laget, og det arbeides med å skaffe de aktuelle dataene og relevant informasjon, bl.a. kostnader fra både JBV, SVV, kommuner, forsikringsselskap, osv..



Figur 20.6. En av mer enn 250 hendelser på Dovrebanen i mai 2013
(Foto: JBV, 2013)

Foreløpig læring med dette fokusområdet kan oppsummeres med at det er behov for:

- flere stasjoner med meteorologiske og hydrologiske korttidsdata; f.eks. timesverdier for nedbør og vannføring
- mer fagkompetanse hos alle infrastruktureiere mht dreneringsutfordringer, herunder bestillerkompetanse og kontroll ved planlegging, utbygging og fornyelse i forbindelse med drift og vedlikehold
- mer robuste tiltak – både ved utbygging og fornyelse bl.a. etter flomhendelser
- mer samarbeid i sårbare områder/felt for å redusere faren for hendelser som kommer av klimaendringer og økt menneskelig påvirkning på dreneringsveiene.

KVIKKLEIRE

Kvikkleire har vært kjent og omtalt som en utfordring i forbindelse med prosjektering og bygging av veger siden 1940-tallet. I Veglaboratoriets meddelelse nr 4 fra 1946 er det artikler «om leires kvikkaktighet» og «om leirfallene i Norge og kvikkleirenes betydning». Parallelt med dette finner vi liknende artikler i de første publikasjonene fra Norges Geotekniske Institutt (NGI). Siden den gang har det vært utvikling i undersøkelsesmetoder, beregningsverktøy og i forståelsen av kvikkleires materialoppførsel. Regelverket knyttet til prosjektering og bygging har etter hvert også blitt omfattende. Likevel er det en del områder hvor vi fortsatt må konstatere at det er behov for mer materialkunnskap, og likeledes et behov for videre utvikling av regelverket både for utbygging og for eksisterende infrastruktur og bebyggelse.

I regi av NIFS-prosjektet blir det gjennomført en del forskning og utviklingsaktiviteter knyttet til bl.a. definisjoner relevante for områdestabilitet, databasetutvikling, skredstatikk, skred i strandsonen, grunnundersøkelsesmetoder for kartlegging av kvikkleireområder, progressiv bruddmodellering, samordning av etatenes regelverk og sikkerhetsfilosofi innenfor tema som områdestabilitet og lokal sikkerhet for tiltak i terreng med forekomst av kvikkleire,

forsøksserier og studier av dokumenterte skredtilfeller for å framskaffe en best mulig verifisert grenseverdi for sprøbruddmateriale, gjennomgang og videreutvikling av foreliggende modeller for potensiell skredutbredelse basert på kriterier knyttet til topografi og stabilisering av kvikkleire.

Delprosjekt «Kvikkleire» har et omfattende og tett samarbeid med konsulentbransjen, utdannings- og forskningsinstitutter og andre offentlige etater. Konkrete forskningsresultater knyttet til dette arbeidet blir gitt senere i dag i en separat artikkel og presentasjon som heter «Kvikkleire – en nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder» på Geoteknikkdagen 2013.

SKRED OG FLOMSIKRING

Det brukes årlig store midler til skred- og flomsikring av veger, jernbaner og bebyggelse. For å sikre at konstruksjoner og tiltak som bygges blir best mulig og gir best mulig sikkerhet er det behov for å kritisk gjennomgå det som finnes av beskrivelser i regelverk, håndbøker, veiledninger og sjekklistor.

For å ha et godt grunnlag for hvordan regelverk bør utformes er det behov for å se nærmere på utførte sikringstiltak og se hvordan plan- og byggeprosessen er gjennomført, hvordan drift og vedlikehold fungerer og finne årsaker til hvorfor/hvorfor ikke konstruksjonene fungerer som planlagt. Det er også behov for å se nærmere på simuleringsmodeller for skred, og sikre hvordan disse kan brukes best mulig under norske forhold. I NIFS-prosjektet skal det også ses på hvilke akseptkriterier som gjelder, og hvordan aksept for skred- og flomhendelser bør formuleres.

Vi knytter arbeidet vårt opp mot 5 delaktiviteter:

- Skred og flomprosesser og sikringstiltak
- Veiledninger/håndbøker/sjekklistor (hvordan unngå at det går galt)
- Aksept for flom og skred (når er det riktig at vi bruker ulike tiltak og hva kan vi akseptere)
- Skredsikringsdatabase
- Simuleringsmodeller

Nedenfor vises noen av de erfaringer så langt i prosjektet.

Skred- og flomprosesser og sikringstiltak

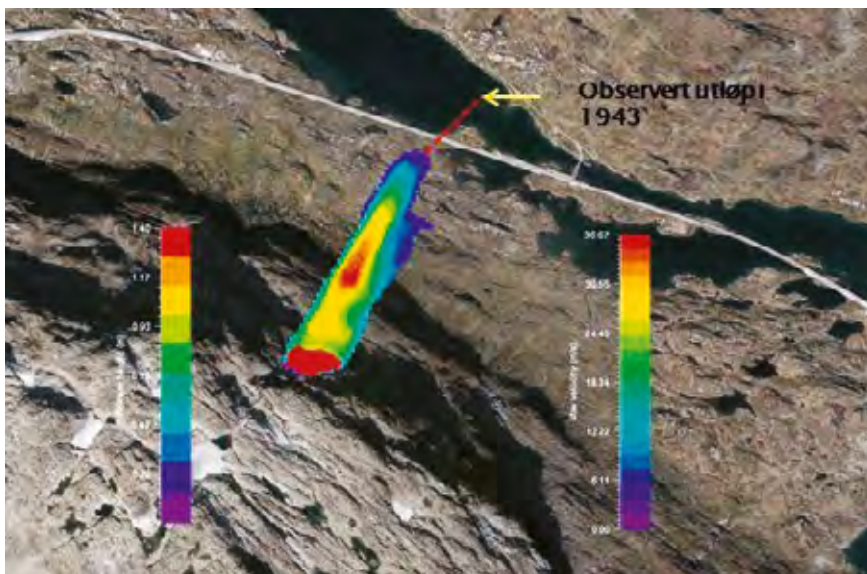
Vårt mål er å lære av utførte tiltak som fungerer - ikke fungerer og hvorfor. Våre erfaringer fra studietur til Troms og Finnmark, samt en utført masteroppgave viste på flere steder feilutformet ledevoller; ugunstig vinkel i forhold til skredretning, voller med for stort finstoffinnhold hvilket innebærer erosjonsskader samt for slake vollskråninger. Det ble også avdekt mangelfull erosjonssikring av vannveier og dreneringsløp. Erfaringene dokumenteres og publiseres i egen rapport i høsten 2013.



Figur 20.7 . Eksempel på feil utformet ledevoll.

Simuleringsmodeller

Det pågår en studie av forskjellige simuleringsmodeller for snøskred for å finne en bruker-vennlig og fysisk riktig modell som kan brukes for norske skredbaner. I studien blir det brukt 20 skredløp, fordelt i ulike klimasoner i Norge. Simuleringsresultatene blir sammenlignet med store skred som er observert i disse skredløpene. En av utfordringene ved å bruke numeriske simuleringsmodeller er å gjøre rette antagelser for løseområder. Arbeidet vil bli slutført i begynnelsen av 2014.



Figur 20.8: Eksempel på resultater fra simulering av snøskred.

SLUTTKOMMENTAR

Prosjektet arbeider med mange spennende aktiviteter, og vi ser mange tilgrensende og til dels overlappende problemstillinger, både mellom de ulike etatene og mellom de forskjellige fagområdene vi involverer og engasjerer.

Vi har i startfasen av prosjektet brukt mye ressurser på å etablere avtaler, relasjoner og samarbeid mellom de tre etatene og relevante faglige bidragsytere. Dette arbeider bærer nå frukter, og vi ser at resultatene i form av rapporter og andre bidrag i stor grad peker på nye resultater og forbedringsmuligheter av eksisterende regler, praksis og rutiner. Dette arbeidet fortsetter inn i siste halvdel av prosjektet samtidig som vi med full styrke arbeider med å omsette gode ord og tanker til handlinger i de tre etatene, i de aktuelle fagmiljøene og i samfunnet for øvrig.

REFERANSER

Fremfor en tradisjonell referanseliste har vi valgt å gi en oversikt over rapportene initiert og utgitt av prosjektet frem til november 2013.

Rapportene er utført dels i egen regi av medarbeidere i de tre etatene, eller bestilt fra det enkelte delprosjekt og utført hos samarbeidende etater og institusjoner eller som en leveranse fradet aktuelle konsulentfirma.

Rapportene blir fortløpende tilgjengeliggjort i rapportserien til prosjektet hos NVE (www.nve.no) og på prosjektets hjemmeside www.naturfare.no.

Rapp.nr	Tittel	Forfatter
2012-33	En nasjonal satsing på sikkerhet i kvikkleireområder	redaktør: Vikas Thakur
2012-34	Datarapport for kvikkleireskred ved Esp i Byneset i januar 2012	Vikas Thakur (SVV)
2012-35	Erfaringer fra studietur til Ministry of Transportation (British Columbia) og Canadian Avalanche Center	Tore Humstad, Eivind S. Juvik og Gunne Håland (SVV)
2012-40	Programplan 2012 - 2015 for etatsprogrammet "Naturfare – infrastruktur, flom og skred (NIFS)	redaktører: Bjørn Kristoffer Dolva og Marie Haakensen; Forfattere: Ragnhild Wahl ... [et al.]
2012-46	Detektering av kvikkleire fra ulike sonderingsmetoder	Rolf Sandven, Arne Vik & Sigbjørn Rønning (Multiconsult), og Erik Tørum, Stein Christensen & Anders Gylland (SINTEF)
2012-73	Probabilistisk analyse av grunnundersøkelser i sensitive leirområder	Maj Gøril Bæverfjord & Erik Tørum (SINTEF), og Rolf Sandven & Arne Vik (Multiconsult)

Rapp.nr	Tittel	Forfatter
2012-74	Prosentvis forbedring av materialfaktor i sprøbruddmaterialer	Vikas Thakur & Frode Oset (SVV), Erik Tørum (SINTEF) og Håvard Narjord (Multiconsult)
2012-75	Bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer	Odd Arne Fauskerud, Corneliu Athanasiu & Cristian Rekdal Havnegjerde (Multiconsult), og Erik Tørum, Stein Olav Christensen & Anders Gylland (Sintef)
2012-78	Ekstrem korttidsnedbør på Østlandet fra pluviometer og radar data	MET: Karianne Ødemark, Eirik Førland, Jostein Mamen, Christoffer A. Elo, Anita V. Dyrødal og Steinar Myrabø (JBV)
2012-80	Likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring	Erik Tørum & Stein Christensen (SINTEF) og Håvard Narjord & Roar Skulbørstad (Multiconsult)
2013-01	Roller i det nasjonale arbeidet med håndtering av naturfarer	Rambøll as: Erlend Falch, Jonas Vevatne, Bård Vestøl Birkedal
2013-21	NIFS: Utstrekning og utløpsdistanse for kvikkleireskred basert på katalog over skredhendelser i Norge.	NGU: Jean-Sebastien L'Heureux og Inger-Lise Solberg
2013-22	NIFS: Forebyggende kartlegging mot skred langs strandsonen i Norge. Oppsummering av erfaringer og anbefalinger	NGU: Louise Hansen, Jean-Sebastien L'Heureux, Inger-Lise Solberg og Oddvar Longva
2013-23	NIFS: Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG) - forundersøkelse	NGU: Inger-Lise Solberg, Per Ryghaug, Bo Nordahl, Hans de Beer, Louise Hansen og Jan Høst. Innspill fra NVE, SVV, JBV, NGI og Oslo kommune
2013-26	Vurdering av kartleggingsgrunnlaget for kvikkleire i strandsonen	NGI: Jean-Sebastien L'Heureux
2013-31	Overvåking ved akutte skredhendelser	Åknes/Tafford Beredskap IKT og NGU: Lene Kristensen, Thierry Oppikofer, Tore Bergeng
2013-33	Naturfareprosjektet: Delprosjekt 6 Kvikkleire. Saltdiffusjon som grunnforsterking i kvikkleire	Tonje Eide Helle (SVV)
2013-37	Skånsomme installasjonsmetoder for kalksementpeler og bruk av slurry	NGI: Astri Eggen
2013-38	Q-Bing – Utløpsmodell for kvikkleireskred: Karakterisering av historiske kvikkleireskred og inputparametere for Q BING	NGI: Jean-Sebastien L'Heureux (norsk rapportversjon av 2013-39)
2013-39	Q-Bing – Utløpsmodell for kvikkleireskred: Characterization of historical quick clay landslides and input parameters for Q-Bing	NGI: Jean-Sebastien L'Heureux (engelsk rapportversjon av 2013-38)
2013-40	Styrkeøkning av rekonsolidert kvikkleire etter skred	NGI: Ragnar Moholdt
Rapp.nr	Tittel	Forfatter
2013-41	State of the art: Blokkprøver	NGI: Kjell Kalsrud, Vidar Gjelsvik, Reidar Otter

2013-42	Innspill til "Nasjonal grunnboringsdatabase (NGD) - forundersøkelse	NGI: Eivind Magnus Paulsen
2013-43	Styrkeøkning av rekonsolidert kvikkleire etter skred	NGI: Ragnar Moholdt
2013-46	NIFS-N1 Q-Bing — Utløpsmodell for kvikkleireskred: Back-analyses of run-out for Norwegian quick-clay landslides	NGI: Dieter Issler, José Mauricio Cepeda, Byron Quan Luna and Vittoria Venditti (ICG/ Università di Bologna)
2013-55	Workshop om bruk av anisotropi ved stabilitetsvurdering i sprøbruddmaterialer	Oppsummering ved Frode Oset, Statens vegvesen, Vegdirektoratet. Foredragene er gjengitt som vedlegg til rapporten.
2013-57	Programme plan 2012-2015 for the Government Agency Programme "NATURAL HAZARDS – infrastructure for floods and slides (NIFS)"	Editors: Bjørn Kristoffer Dolva and Marie Haakensen. Authors: Ragnhild Wahl, Brigit Samdal, Roald Aabøe, Solveig Kosberg and Art Verhage
2013-60	Flood estimating in small catchments	Editor: Anne K. Fleig NVE / Authors: Anne K. Fleig, Donna Wilson (NVE)
2013-65	Snøskredvarslingen. Evaluering av vinteren 2013	Redaktør: Solveig Kosberg / Forfattere Karsten Muller, Solveig Kosberg, Emma Barfod, Birgit Katrine Rustad, Markus Landrø
2013-66	Vannføringsstasjoner i Norge med felt mindre en 50 km ²	NVE: Seija Stenius

**TBM PROGNoses FOR OPEN-GRIPPER AND DOUBLE-SHIELD MACHINES:
CHALLENGES AND SOLUTIONS FOR WEAKNESS ZONES AND WATER****TBM prognoser for åpen-gripper og dobbelt-skjold maskiner: utfordringer og løsninger
for svakhetssoner og vann**

Dr. Nick Barton, Nick Barton & Associates

SUMMARY

World records for drill-and-blast tunnelling from Norway: we have at least two of them, and world records for TBM advance rates from abroad, provide numbers in meters per day, per week, and per month, which are difficult to believe for all who are distant from these tunneling milestones. Unfortunately there are contrary and undesirable TBM records, which are occasionally recurring events so not records, which see TBM stopped for years in fault zones, or permanently buried in mountains. The many orders of magnitude range of performance suggest the needs for better investigations, better choice of TBM, and better facilities for improving the ground ahead of TBM, when probe-drilling indicates that this is essential. Control of water, and improved behaviour in significant weakness zones and faults demand pre-injection. Fortunately there are several signs that this is finally being recognized by some TBM manufacturers. After improved performance during the learning curve, TBM will generally decelerate as tunnel length and time increases. This means time-dependent utilization, which is seldom quantified. Another important item for correct prognosis is the recognition that *reduced* penetration rate PR can sometimes occur when thrust is *increased* by the TBM operator, due to exceptionally resistant rock mass formations.

SAMMENDRAG

Verdensrekorder for inndrift i sprengte tunneler, minst to av disse tunnelene ligger i Norge, og verdensrekorder for inndrift i TBM tunneler, utenlands, viser antall meter inndrifter per dag, per uke og per mnd, som er vanskelige å fatte for alle som er langt borte fra disse milepælene innenfor tunneldrift. Dessverre finnes det også stikk motsatte og uønskede TBM hendelser, ikke TBM inndrifter, som viser TBM maskiner som har stått fast i forkastningssoner i årevis eller som er permanent etterlatt inne i fjellet. Denne enorme forskjellen i TBM-inndrifter i flere størrelsesorden, viser nødvendigheten av mer omfattende grunnundersøkelser, riktig valg av TBM maskin type og viktigheten av bedre muligheter til å forbedre bergmassekvaliteten foran TBM borekronen når sonderboringen viser at dette er helt avgjørende for inndriften. Grunnvannskontroll og forbedret inndrift i store svakhetssoner og forkastninger krever forbehandling med forinjeksjon. Heldigvis er det tegn som tyder på at disse signalene endelig blir tatt hensyn til av noen TBM forhandlere. Etter at gradvis bedre inndrifter oppnås i oppstartperioden vil TBM maskinene generelt oppnå avtagende inndrifter som funksjon av økende tunnallengder og medgått tid. Bakgrunnen for dette er tidsavhengig utnyttelse, som sjelden kvantifiseres i andres beregninger av inndrift. Et annet viktig tema er å akseptere at redusert grad av inntrengnings rate (PR) oppnås selv om skyvetrykket på borekronen økes av TBM operatøren, på grunn av en eksepsjonelt god bergmassekvalitet.

INTRODUCTION

During the last 10 years, Norwegian contractors have led the world in the fastest drill-and-blast tunnelling rates, with 150m, 165m and even 176m in single 7x24 hour weeks. LNS and Veidekke have had consistent rates of more than 100m/week for several months in specific projects, and at the Svea coalmine access tunnel, in coal-measure rocks requiring significant amounts of bolting and shotcreting, LNS achieved 100m per week or more for 32 weeks, during a 54 week tunneling project with a 36 m² cross-section and 5.8 km length. This is actually better than many TBM project performances if one considers one year of tunneling.

However, and of course it is a very big however, TBM have incredible current world records of 172m in 24 hours, 703m in one week, and 2066m in one month. Nevertheless, in this record 3 to 4 m diameter class, the best monthly average is 'only' 1189m, and the world record monthly average is 'only' 1352m, found in the 4 to 5m diameter class. Thanks to some detailed TBM world record advance rate statistics provided by Robbins, it was possible to derive the record data shown in Figure 1. The 3 to 6m diameter class shown with the smallest 'cubes' is the mean of three sets of data given for 3-4m, 4-5m and 5-6m TBM, based on assumed 24 hours, 168 hours and 720 hours. The 6 to 10m diameter class shown with the larger 'cubes' is the mean of four sets of data for 6-7m, 7-8m, 8-9m and 9-10m TBM.

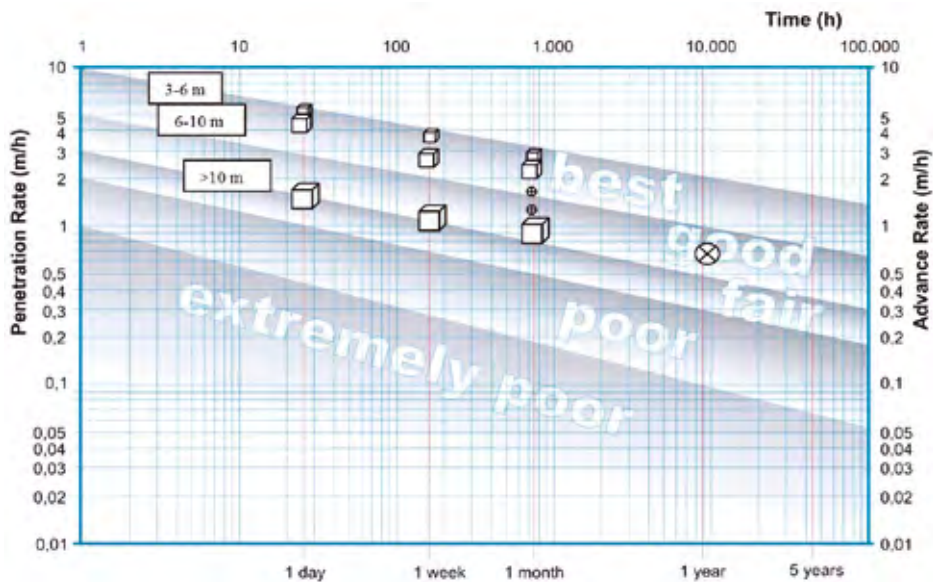


Figure 1 Using a log-log-log plot of PR (penetration rate, left axis only) and AR (advance rate in remainder of plotted area) and time T (total hours), the synthesized **present world-record data** for different sizes of TBM is shown, based on data provided by Robbins, for all sizes and several TBM manufacturers. The writer has converted day, week and month records (given in meters) to the form AR (m/hr) by dividing by assumed 24, 168 and 720 hours. Data from 8 countries are represented, chiefly USA and China. The record **mean monthly** data plots at AR = 1.7 m/hr for the 3 to 6m class, and at AR = 1.1 m/hr for the 6 to 10m class, and this is shown with two small circles. The larger crossed-circle to the right is 54 weeks for 5.8 km at Svea Tunnel, achieved during the LNS drill-and-blast record. This was driven in coal-measure rocks and obviously required significant shotcreting and bolting, due to varied Q.

CASE RECORD EVIDENCE OF DECELERATION

There is an all too common habit of reporting utilization (U) of TBM without specifying the time period involved. An estimated average daily utilization is especially an insufficient form of prognosis. Since stand-stills are naturally excluded, the client may get an optimistic view of likely performance. Utilization is estimated from the classic and most used TBM equation:

$$AR = PR \times U \quad (1)$$

where AR = (actual) advance rate in m/hr, and PR = penetration rate (for uninterrupted boring) in m/hr. U is the fraction of time when boring has (or is expected) to actually occur, as seen on the traditional 'pie- or pizza-diagram'. For convenience U is usually expressed as a percentage. Note that in Figure 2, U has been expressed as T^m . This is explained in Table 1.

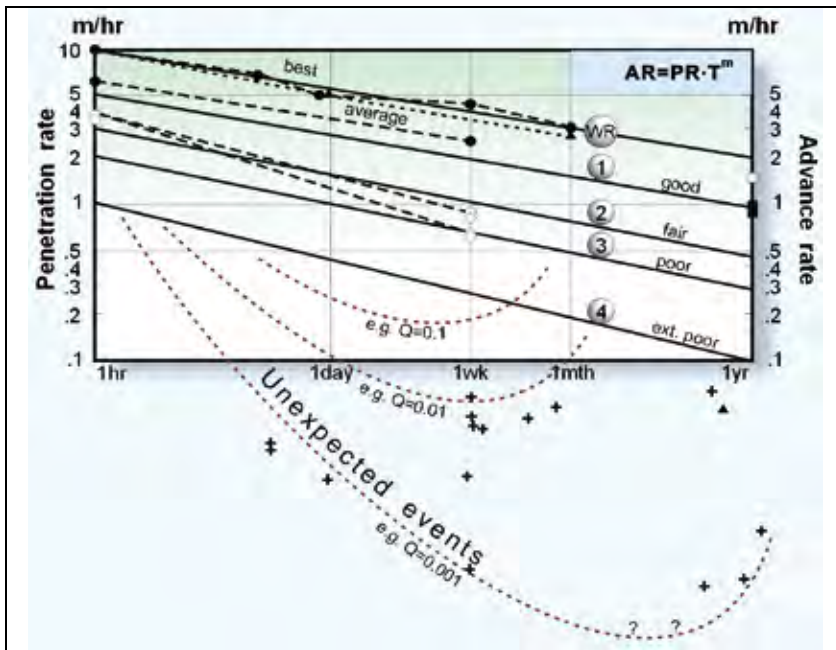


Figure 2 Trends from open-gripper case records representing 145 cases and approximately 1000km of TBM tunneling. The five typical 'lines' of performance are the same as shown in Figure 1. The source of this smoothed data is shown in Figure 3. Barton (2000).

As illustrated by the world records of Figure 1, and as illustrated by 1000 km of mostly open-gripper case records, summarized in Figure 2 from Barton (2000), there is actually a time-dependent element in U which is conveniently ignored in a remarkable number of tunnel magazine articles and even in TBM prognoses. Since a client pays for a completed tunnel, a false impression of actual hours (T) is obtained if inevitable standstills are excluded. There are approximately $24 \times 7 \times 51 \approx 8730$ hours of work in one year, and during TBM standstills the clock is still running, with tunnel completion likely delayed. When U is replaced by T^m more realistic prognoses are possible. Many TBM projects come in 'late' due to ignorance of this element of time / length.

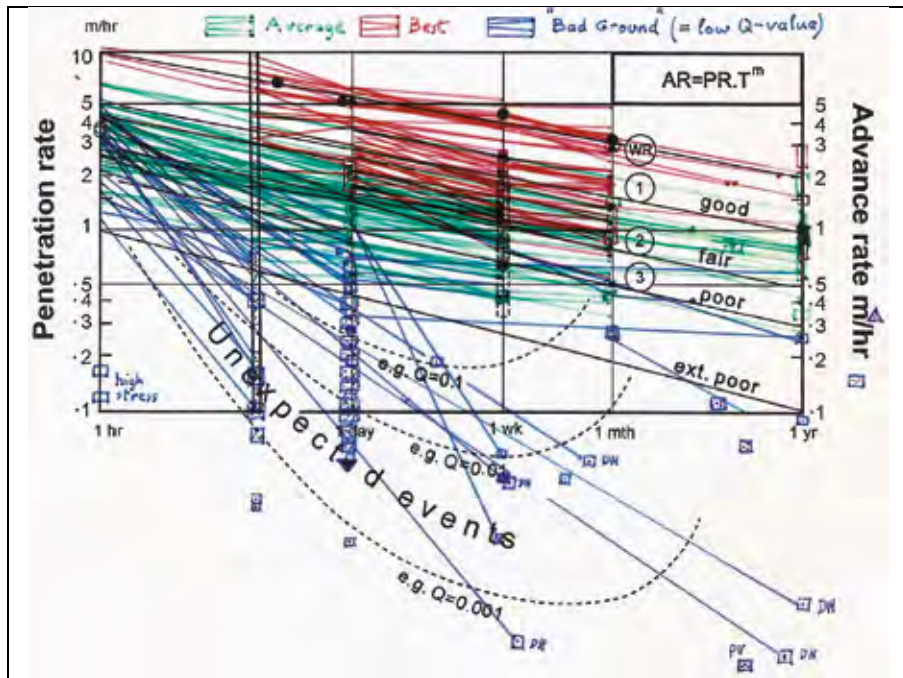


Figure 3 A total of 145 case-records provided the above raw data for best (red), average (green), and bad-ground (blue) performance, plotted on a log PR – log T – log AR graph (Barton, 2000). 'Unexpected events' appear to be strongly correlated to low Q -values, as seen more clearly in Figure 2. This aspect will be discussed later when discussing faults.

Table 1 Deceleration gradients ($-m$) for the five trends-of-performance lines. A specific 56 km of double-shield performance (two Wirth TBM, two Herrenknecht TBM) is also indicated, but as shown in a later case record, this (optimistic) and at best halving of gradient ($-m$) may not apply in tough cases, and is hardly evident in the record mean-monthly performances (small circles shown in Figure 1). An EPB machine may double these double-shield gradients.

PERFORMANCE LINE #	DECELERATION gradient (-) m (units of LT^{-2})
WR (world records) 1, 2, (good, fair) 3, 4 (poor, extremely poor) (trends from 145 cases)	-0.13 to -0.17 -0.17, -0.19 -0.21, -0.25 (ca. 1000 km of mostly OPEN-GRIPPER cases)
DOUBLE-SHIELD (at Guadarrama)	-0.08 to -0.12 (4 x 14 km)

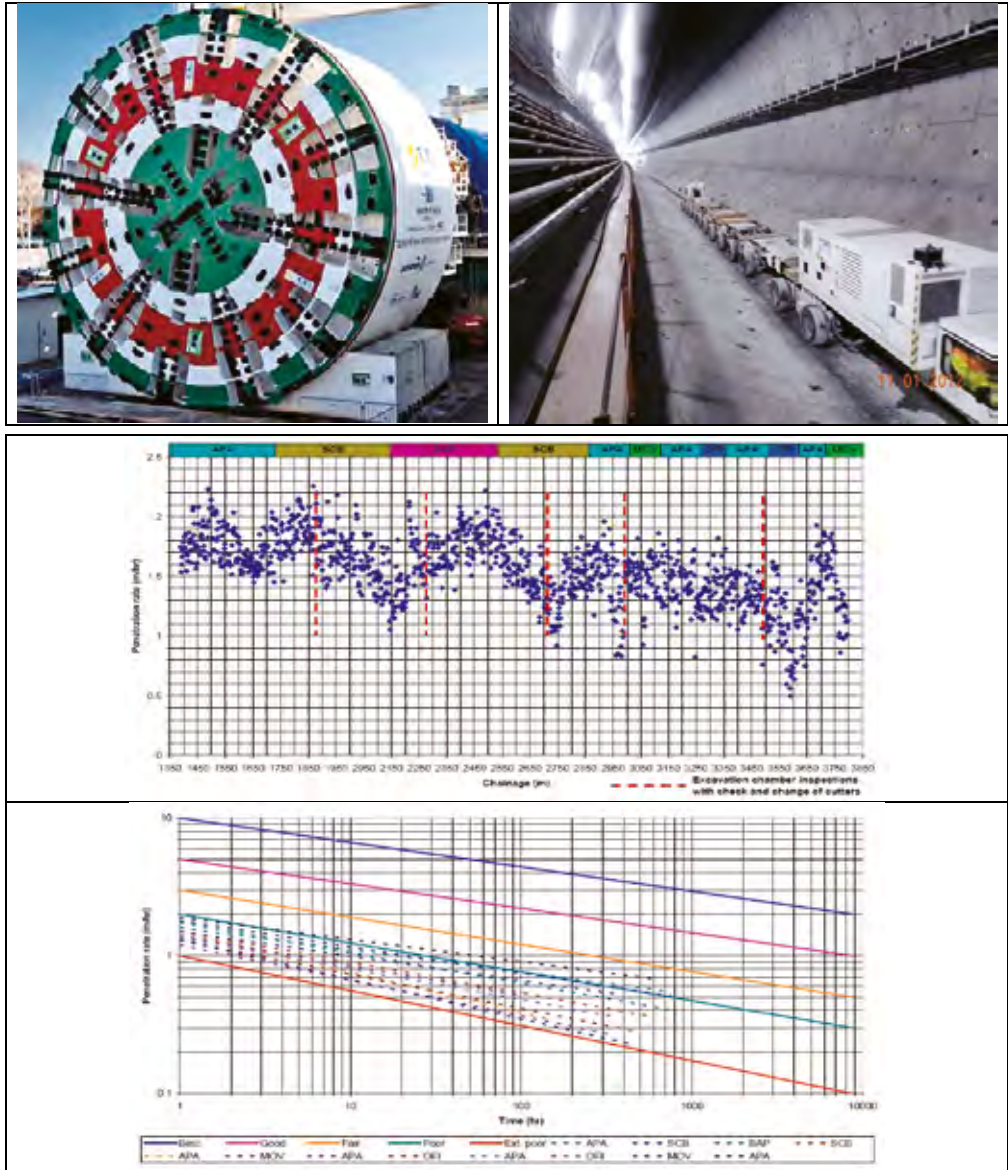


Figure 5 Sparvo Tunnel, driven by the world's (now only) second largest EPB (earth pressure balance) TBM of 15.6 m diameter has twin tunnels of 2.6 km length. There were 78 disc cutters due to significant sandstone and conglomerate sections of the tunnels, in addition to the numerous soft ground picks. Note that the range of PR was mostly 1 to 2 m/hr, and due to difficult conditions and use of moderate thrust, the deceleration $m = -0.16$ to -0.31 for both tunnels. However, m was -0.38 during the learning curve, and -0.33 when exiting through bad ground. Due to risk of methane gas, operation was always in closed mode, which of course increases delay and makes $-m$ more steeply negative. The mean cutter forces used in the weak sandstone and conglomerate/clay were 16.9 and 10.3 tons. M. Tanzini, pers. comm. 2013.

EVIDENCE LINKING Q-VALUES WITH TBM PERFORMANCE

When a TBM tunnel is driven in one predominant rock type, such as the granites described by *Sundaram and Rafek (1998)*, there is a surprisingly good correlation of penetration rates (PR) with the Q-value, and with even simpler measures of jointing, such as the volumetric joint count, and even with mean joint spacing. The Q-data PR-correlation shown in Figure 6 is based on 2,++-825m of data analysed by the above authors, for medium to coarse grained granites with UCS in the range 130 to 246 MPa (mean 182 MPa) – similar to that expected in the upcoming Oslo-Ski project. They also found that the *average* Jr/Ja ratio (joint roughness/joint alteration-filling) gave a better correlation of PR to Q than the ‘most adverse’ Jr/Ja ratio, as traditionally used when selecting suggested tunnel support and reinforcement for single-shell NMT (Norwegian Method of Tunnelling: *Barton et al., 1992*).

When logging more than 300 exposures and seven cores drilled through weakness zones, the writer also logged all the principle Jr/Ja ratios in the form of Q-histograms, as input to Oslo-Ski prognoses, which were described in *Barton and Gammelsæter, (2010)*.

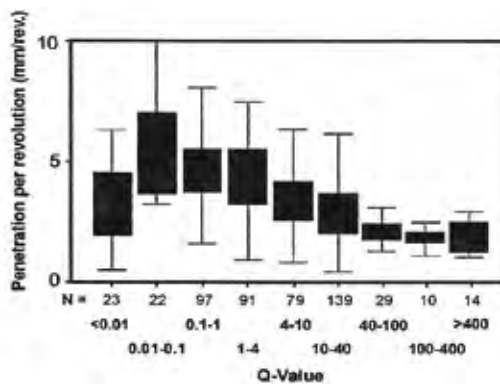


Figure 6 In a project involving only granite, consistent correlation of penetration rate with Q-values (using mean Jr/Ja) is seen. *Sundaram and Rafek, (1998)*.

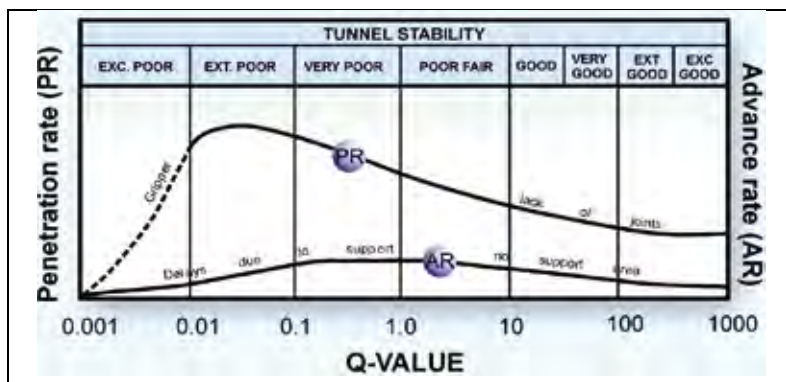


Figure 7 The traditional Q-system adjectives are clearly not correct for describing TBM performance, as Q-values significantly more than 30 are adverse for PR, due to lack of joints.

CUTTER LIFE AND THE EFFECT OF HIGH Q-VALUES AND HIGH STRESS

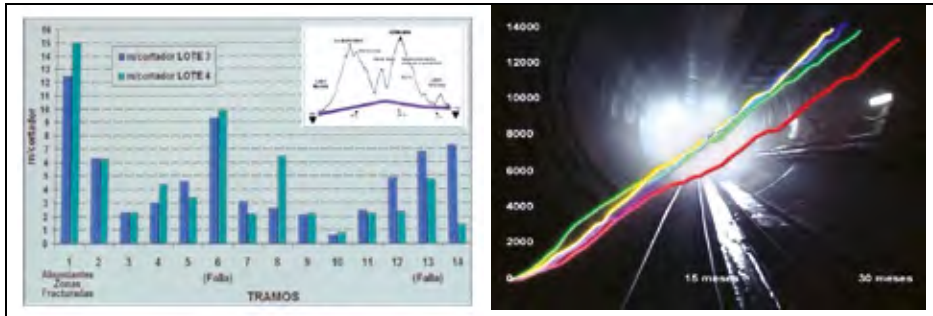


Figure 8 The longitudinal profile for the (2 x 14 km) Guadarrama Tunnels (ADIF, 2005). These were driven in 28 to 33 months by four 'competing' double-shield TBM. The blue and green statistics show mean cutter-change frequency (m/cutter) for two of the 14 km lots, with strong correlation to tunnel depth (minimum m/cutter under two mountain ranges) and therefore implied correlation to the level of confining-stress in the predominantly hard and abrasive granites and gneisses. Abundant fracture zones ('zonas fracturadas') and faults ('fallas') give a positive contribution to reduced cutter wear in several locations.

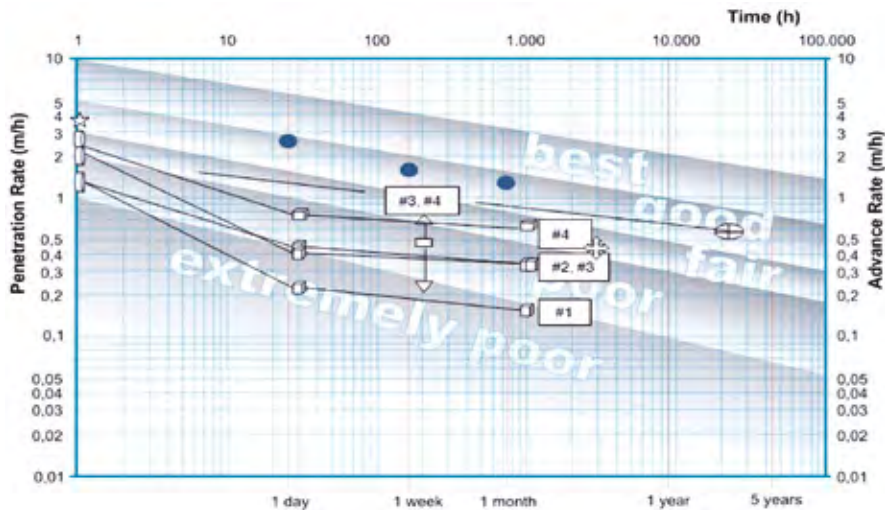


Figure 9 The 'learning curve' performance in the first four months (see #1- #4) of a 5 m diameter and 5 km long double-shield TBM being driven in massive granites with very high RMR (and Q) values. The cutter change frequency in this 5 km project was also typically 2 to 3m/cutter. A common feature of 'learning curves' is the initially lower PR and lower AR due to initially poorer utilization: i.e. a steeper deceleration gradient (-)m. Rock cover was 200-500 m, half that of the mountainous Guadarrama tunnels. The 56 km experience from the four competing TBM at Guadarrama showed a similar mean PR = 2.0 m/hr to this 5km case, yet the general efficiencies of the double-shield method allowed overall performance to reach 'good' (see ellipse with cross beyond the 20,000 hours, 32 months location over to the right side). The best day, week and month at Guadarrama are shown in blue: 62m in 24 hrs, 250m in 1 week, 970m in 1 month. These are well below world records (Figure 1) but very good.

The cutter life statistics of the two projects described in Figures 8 and 9, emphasize the importance of the NTH/NTNU cutter life index CLI, which has been an important part of the writer's prognosis model Q_{TBM} from the start. On a number of occasions, the results of NTNU rock testing and especially CLI results have been requested, where Q_{TBM} is being used at a foreign project.

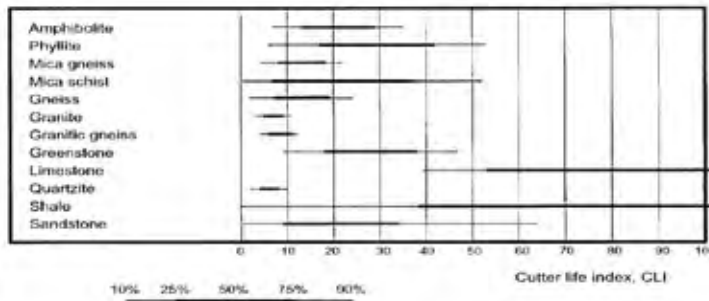


Figure 10 The cutter life index CLI, developed at NTH/NTNU in the 1990's is an important performance indicator, especially when combined with measures of the degree of jointing, such as the 'NTH joint Class' or the Q or RMR value. NTH, 1994.

A combination of four factors: low CLI (as for granite, granitic gneiss, quartzite), high quartz content, high UCS (obviously linked with these rock types) and massive sparsely jointed rock, with for instance Q -values > 100 , and $RMR > 80$ is an inevitable 'recipe' for frequent cutter change statistics. When the above factors are combined with significant depth of cover, the additional confining-pressure acting across the face of the tunnel, and directly adding to the difficulty of chip formation, many cause cutter life to dip below 2m/cutter, and on occasion even below 1m/cutter. Clearly this will be a significant task for the daily/nightly maintenance shift, and besides the time for replacement of say 10 cutters, there will be the added effect that for some of the 10 to 15 hours of boring, a number of cutters will have become sub-standard.

While on the subject of maintenance shifts, it is unfortunately a fact of life that in the case of double-shield TBM which are convenient for allowing simultaneous PC-element ring assembly, there will only be the possibility of observing and approximately logging the rock conditions, when the machine has stopped for cutter change. The 'inner climate' with hot cutters and sauna-like conditions at first, are not conducive to easy Q or RMR or NTH/NTNU joint class mapping. The writer has been a consultant at some TBM sites where only the smallest engineering geologists get to log the data in the confined space, and must share their observations with colleagues (and with the consultants).

It is therefore remarkable that certain authors who will not be named, both in Norway and Italy and elsewhere, are happy to present other's 'data' showing apparently poor correlation of PR statistics and Q_{TBM} values, when in reality the only rock mass quality logging was at 15, 20 or 25m intervals (each 24 hours) when the TBM was stopped for maintenance, because the rock could not be observed while boring. Worse still, Q was mostly obtained by subsequent estimation from RMR logging, since original authors were not at first aware of Q_{TBM} , so they 'retro-actively' estimated Q_{TBM} . Is this a valid basis for critique? Most of the case record data seen in Figure 3 were obtained from open-gripper TBM projects, where rock mass conditions were well described on a continuous basis, and not only by the most agile engineering geologists at well-spaced intervals.

CUTTER THRUST COMPARED TO ROCK MASS STRENGTH

Recent trials with instrumented cutter bearings in Austria, described by Entacher et al., 2013 have demonstrated the actual complexity, though logical nature of cutter force distributions. Of necessity one divides net thrust by the number of cutters, to estimate mean thrust per cutter, and then can compare this with a measure of rock strength. The reality, as shown in Figure 10, is that cutter thrust oscillates strongly about the assumed mean, and in addition varies across the face of the tunnel if the resistance to chip and block formation also varies. This of course will be linked to the relative dominance of massive or jointed/foliated rock.

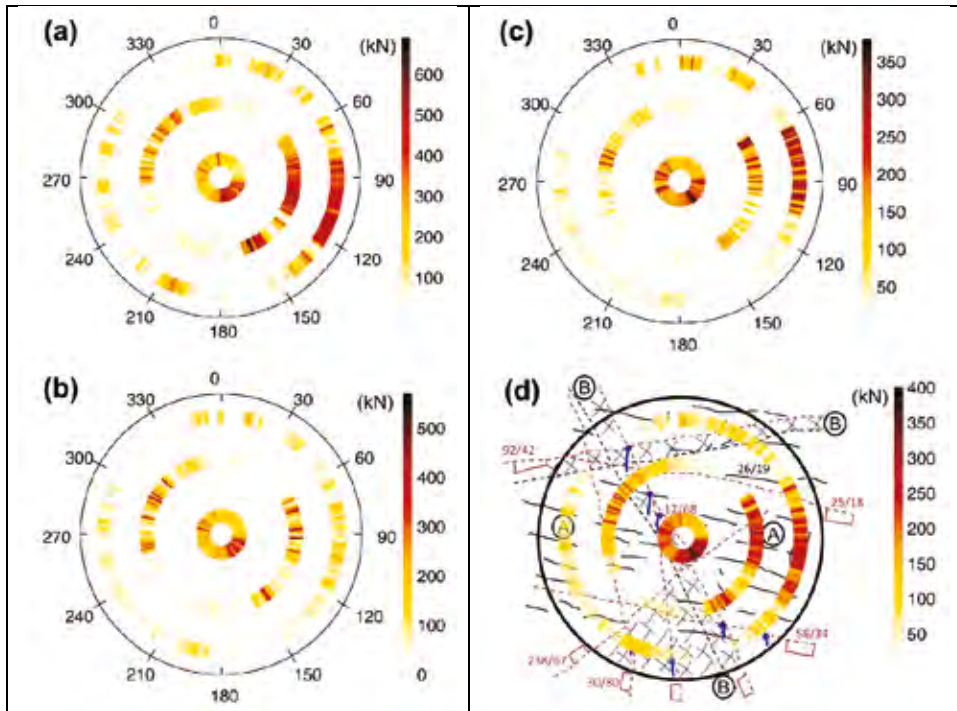


Figure 11 Normal forces monitored during three consecutive cutterhead revolutions (a–c) and the averaged forces of these figures compared with the corresponding geological mapping (d). These interesting measurements were made recently at the Koralm tunnel in Austria, and were reported by Entacher et al., 2013.

These cutter force oscillations will often be present when the rock mass is frequently varying across the face, which means that comparison of assumed mean cutter force, such as 20, 25 or even 30 tons per cutter, with the resistance of the rock is going to be an approximate exercise. Nevertheless it is an obvious advantage if the estimate of resistance of the rock is as realistic as possible. This means that the rock mass and not the rock material should be used. To base penetration rate prognoses only on rock UCS values is to invite inaccuracies. And to not compare assumed cutter thrust with any measure of rock strength is an invitation to greater lack of reality. The reasons for insisting on this ‘thrust/strength’ comparison are illustrated in four examples in Figure 12. Only if the TBM has sufficient thrust in relation to rock mass strength will one obtain the expected result of increased penetration rate with increased thrust.

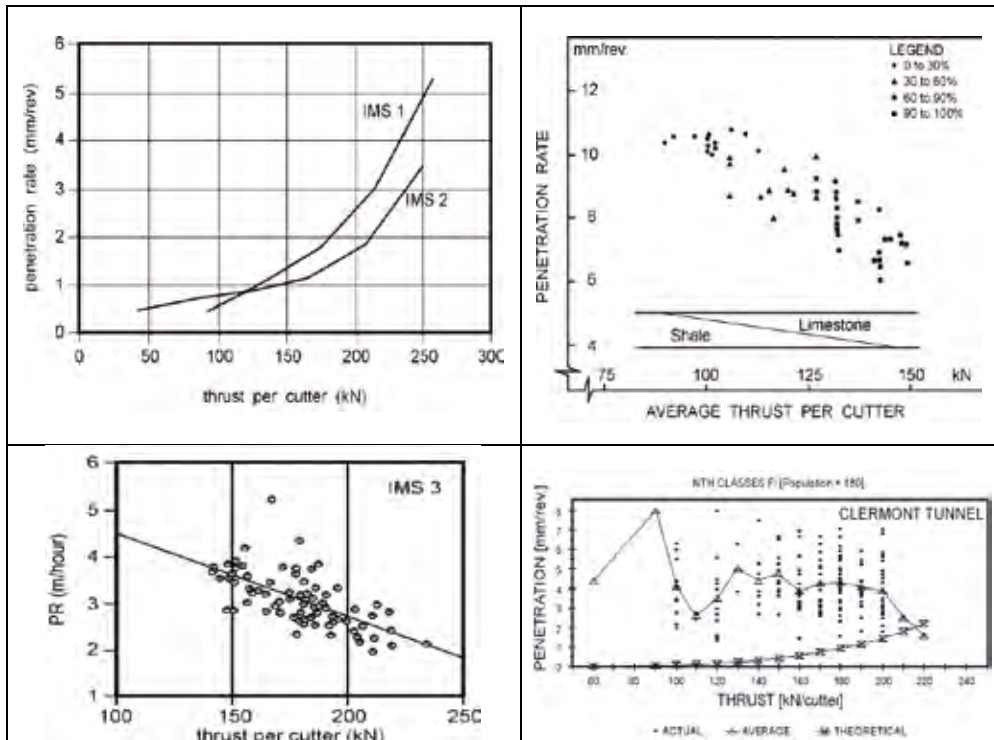


Figure 12 The 'logical' expectation of increased penetration rate with increased thrust from the operator (diagrams 1 and 3: clockwise from top-left) may not be experienced if a TBM is underpowered in relation to very hard massive rock. Only one of these experiences (the shale/limestone case, #2) is outdated in relation to available thrust, but is given for illustration. (See Barton, 2000 for review of these cases).

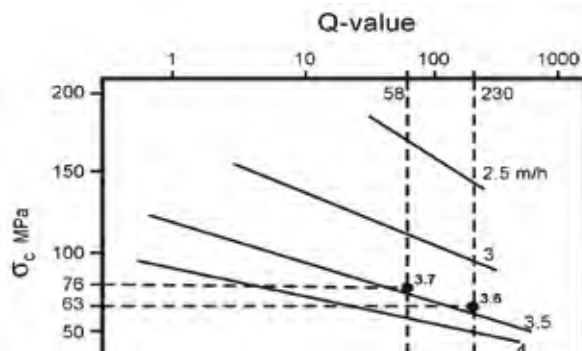


Figure 13 There is a logical correlation between penetration rate (given here in m/hr) and the Q-value. Massive rock slows progress, and if UCS (σ_c) is also high, a slower penetration rate is inevitable. Low UCS and low Q-value (but not too low) are positive, as in the left-hand bottom corner. Boring in hard quite high-quality rock masses, as mostly expected in the Oslo-Ski tunnels, will frequently move PR towards the top right-hand corner: i.e. combining high Q, high UCS, with lower PR. From Innaurato et al., (1991).

THE DEVELOPMENT OF A TBM PROGNOSIS MODEL CALLED Q_{TBM}

The principles of the Q_{TBM} prognosis model

- Allow the Q -value to assist in determining delays due to support requirements (it therefore effects – where appropriate - the *deceleration gradient -m*) and overall AR.
- Allow the Q -value, and critical *rock-cutter*, and *rock mass-machine* parameters to also determine the speed of cutting (therefore effecting slower or faster PR).
- These dual legitimate roles of Q were not understood by Blindheim (2005) (See ‘A critique of Q_{TBM} ’, and Barton (2005) reply, both published in TTI, London).

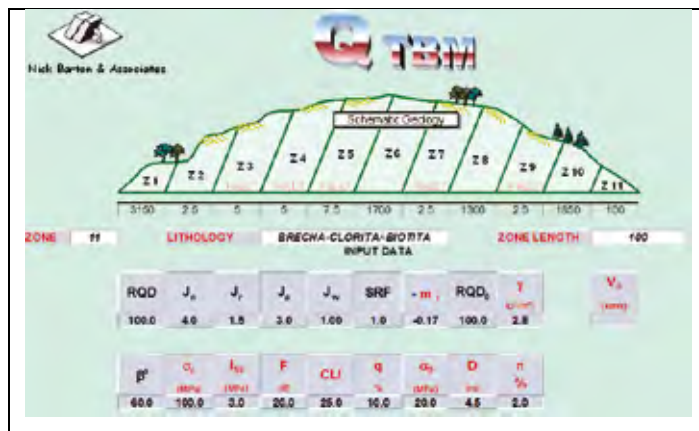


Figure 15 Example of estimated input data for the 11th zone modelled.

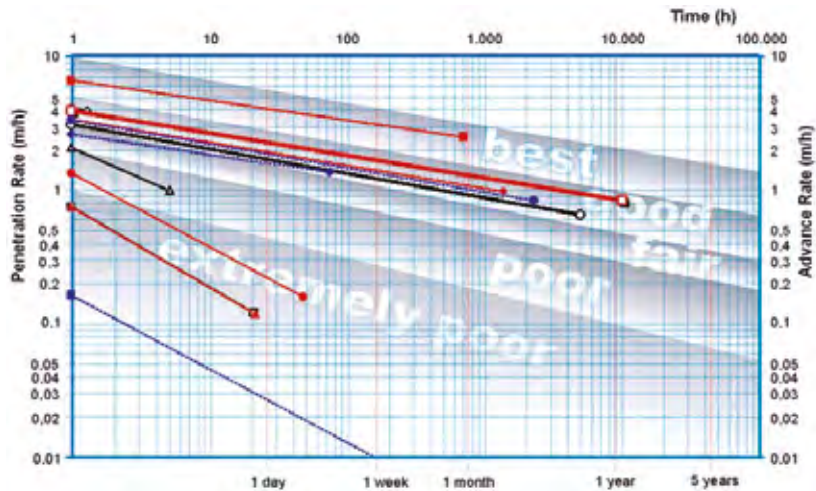


Figure 16 The graphic output concerning the calculated PR and mean AR (both in m/hr) for the above eleven separate zones. Only one of the faulted rock / weakness zones (dips below 'horizon') is predicted to cause trouble with the assumed double-shield TBM. A weighted mean of about 10,000 hours for 8 km of tunnelling is predicted for this double-shield TBM.

FAULT AND WEAKNESS ZONES AND THEIR REPRESENTATION IN Q_{TBM}

The fundamental difficulties of tunneling through fault zones, and modeling this successfully, can be summarized by the following series of very simple equations, which provide a convincing explanation of why so much time (T) can be lost in an unexpected fault zone. The key to this understanding is that the universal but variable deceleration gradient ($-m$) is strongly linked to low Q-values. Low Q-values and high negative deceleration gradients (meaning low utilization) go hand-in-hand. U cannot then be independent of time T.

Double-shield TBM with push-off liner capabilities may also get severely delayed if the zone is serious, as over-boring (void development in front of, to one side, or above the cutter-head) can just as easily develop ahead of these machines as ahead of open-gripper TBM, unless pre-injection in the one case, or spiling has been performed. New facilities for this are illustrated later in this section. In the meantime, inflow of water might be occurring in an uncontrolled manner (and for too long), with groundwater drawdown as a likely result in the case of shallow tunnels. Risk analysis should address such consequences and their mitigation.

We need three basic equations to understand potential delays in fault zones. (The following nomenclature will be used as before: AR= advance rate, PR= penetration rate, U= utilization, expressed as a fraction, for any chosen *total time* period T in hours). Firstly:

$$AR = PR \times U \quad (\text{all TBM must follow this}) \quad (1)$$

$$U = T^m \quad (2)$$

(Due to the reducing utilization with time, advance rate decelerates, see Figures 1, 2, and 3)

$$T = L / AR \quad (3)$$

(Obviously time needed for advancing length L must be equal to L/AR – in fact this also applies to walking. With *continuous* boring $T = L/PR$).

Therefore by simple substitution we have the following:

$$T = L / (PR \times T^m) \quad (\text{T appears on both sides of the equation: the final expression for T is:})$$

$$T = (L / PR)^{1/(1+m)} \quad (4)$$

This is a very important equation for TBM, if one accepts the case record evidence that $(-m)$ is strongly related to low Q-values in fault zones and significant weakness zones. It is important because very *negative* $(-m)$ values make the component $1/(1+m)$ *too big*. If the fault zone is wide (large L) and PR is low (no use of grippers, water problems) then L/PR gets too big to tolerate a big component $1/(1+m)$ in equation 4. It is easy (in fact much too easy) to calculate an almost ‘infinite’ time for a fault zone using this ‘theo-empirical’ equation. The writer knows of four permanently buried, usually fault-destroyed, occasionally rock-burst destroyed TBM (Pont Ventoux, Dul Hasti, Pinglin, Jinping II). There are certainly many more, and the causes may be related to equation 4 logic. Fault zones will remain a serious threat to TBM tunneling as we know it, unless the extremely poor rock mass qualities associated with fault zones can be improved by *drainage and pre-grouting*, specifically where $Q < 0.1$.

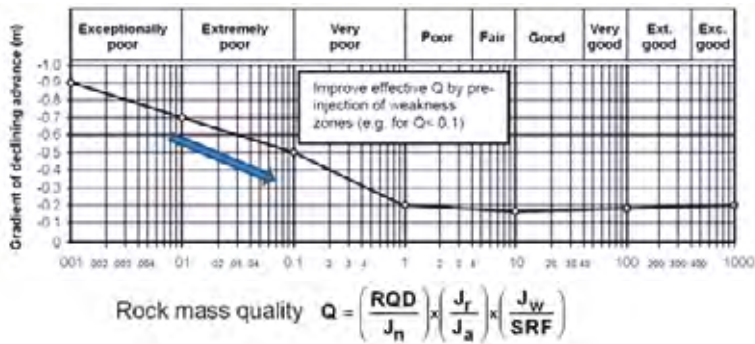


Figure 17 An understanding of deceleration tendencies for all TBM (unless conditions improve throughout the length of tunnel) is given by this empirical (a posteriori, not a priori) link between low Q -values and steep deceleration events when passing through (or maybe getting stopped) in significant faults or weakness zones. Pre-grouting is the most effective way to prevent such stoppages. It solves other problems as well (such as settlement damage). Double-shield machines may reduce these adverse gradients by as much as one half, at best.

A steep deceleration gradient demonstrates the adverse nature of these ‘unexpected events’ (faults), which should alternatively be *anticipated beforehand*, by performing probe drilling during part of each maintenance shift. If highly permeable weakness zones were drained and pre-injected, an effectively increased Q -value (as deduced in Barton, 2002, 2011/2012) would cause $(-)$ m to reduce to less negative values, as indicated in Figure 17 (see arrow).

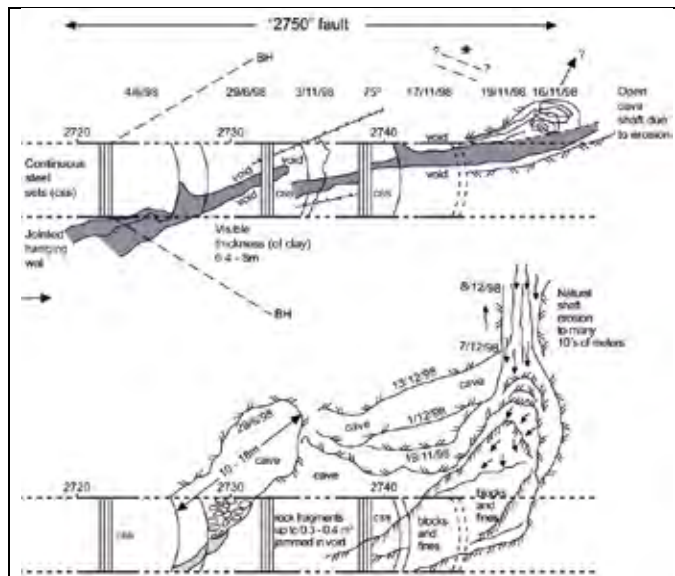


Figure 18 A seemingly minor fault zone with a 1 m thick clay core, but combined with high water pressure on one side, succeeded in delaying this inherited TBM by 5 months. The TBM was not equipped for probe drilling nor for pre-injection. The new contractor inherited a TBM which was a good illustration of future needs which are now being provided by e.g. Robbins, as shown later in this section on fault zones.

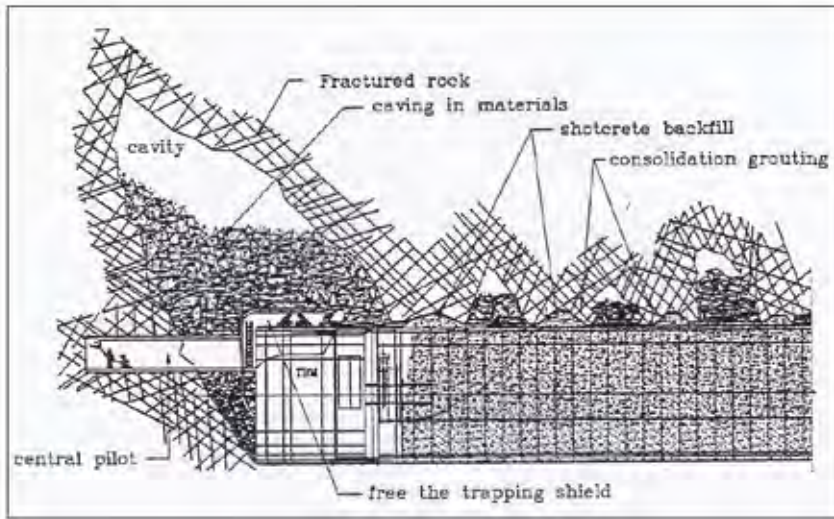


Figure 19. Exceptional problems in faulted meta sandstones, with the need for a top-heading to release the cutter-head. Shen et al., 1999. Such stoppages provided the opportunity for replacing cutter-head 'armour' which was worn out every 4 to 5 km, as also at the Guadarrama tunnel project in mostly granites and gneisses. Many smaller delays and larger delays like this are contributing to T and therefore to a steeper (-) m than generally acknowledged by designers or by those offering constant m/month tunneling.



Figure 20 A pilot tunnel for drainage and pre-injection across to the main tunnels, as used successfully at the Channel Tunnels in chalk-marl, was not successful at the Pinglin Tunnel project in Taiwan, due to numerous cutter-head blockages and need for side-access drifts (at least 13 times). In addition the contractor had great difficulty even drilling stable holes for pre-injection, due to the intensely jointed, sheared and clay-coated joints and slickensides in the very hard meta-sandstones. Photo: Chris Fong.

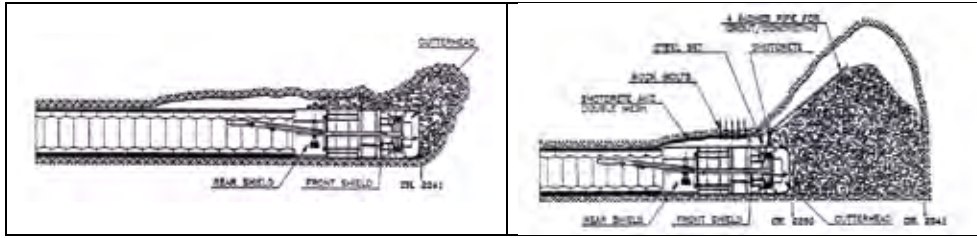


Figure 21 Even the world's most experienced TBM contractor (and manufacturer of TBM) can get stuck in faulted rock, also with double-shield TBM and advanced hexagonal PC-elements. Grandori et al., 1995. With the benefit of hind-sight, note the error caused by withdrawing the TBM (from ch.2241 to ch.2230). This released the stress on the fault, effectively converting a faulted 'confined V_P ' character of say 4 km/s, into a faulted 'unconfined V_P ' character of say 2 km/s. See Figure 22, and follow a constant low Q_c -rock mass quality up towards the surface – the equivalent of unloading. There are experiences of tunnel seismic 'illuminating' reflectors ahead of the face, with known reduced velocities such as 4.0 km/s compared to higher velocities in the surroundings. Yet even when the contractor is prepared, tunnel collapse occurs. This is probably due to the same undesirable but difficult-to-avoid stress release. Spend one day pre-grouting to avoid this, or risk TBM stand-still.

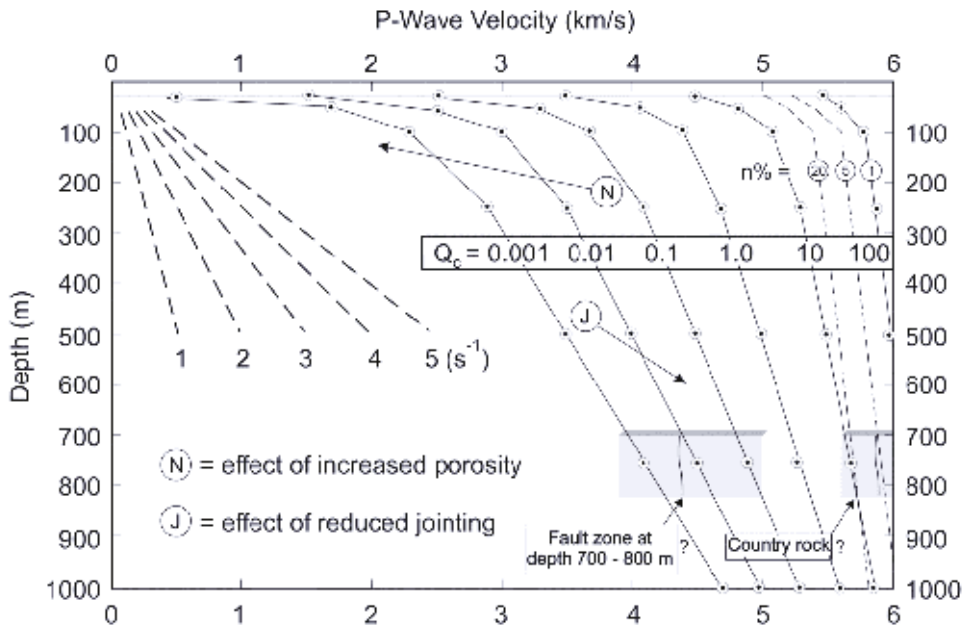


Figure 22 If a highly confined fault zone is remotely sensed ahead of a TBM, its deceptively high P-wave velocity will nevertheless be compromised, when the TBM starts to try to penetrate the zone. Difficult-to-avoid loosening will 'lift' the fault to a near-surface lower rock mass character with V_P perhaps reduced to 2 km/s. Figure 21 is an unnecessarily good example of the possible consequences of loosening. Note (s^{-1}) are the units of velocity gradient, derived from km/s per km. Velocity gradient may be very large close to poor quality weathered rock, hence the severe consequences of allowing loosening. From Barton (2006).

TBM DESIGN ASPECTS FOR TACKLING WEAKNESS ZONES

Some seemingly obvious points about TBM design for more successful penetration of faults and serious weakness zones can be grouped in the following categories.

1. **Cutter exposure.** The cutters should not be ‘fully exposed’ as this invites blockage when blocks of hard but faulted rock start to be released, for instance due to too high ratios of J_n/J_r (number of joint sets and joint roughness) combined with water pressure and erosion of fines. When this ratio $J_n/J_r \geq 6$, overbreak and possible over-excavation in front of the cutter-head can occur. (Illustrated later in Figures 26 and 27). The two TBM illustrated at the top of Figure 23 could be especially susceptible to blockage.

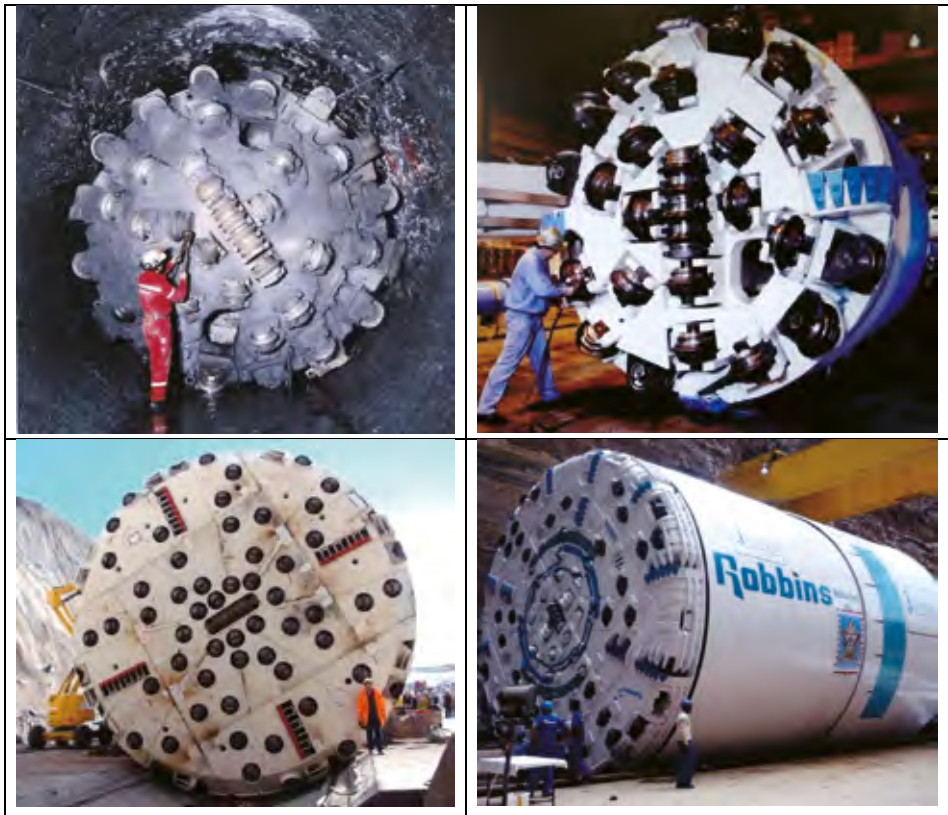


Figure 23 The upper two photographs are of open (and very cutter-exposed) TBM, showing remarkable similarity in relation to cutter layout, in view of their 30 years difference in dates (#1 mid-seventies: Slemmestad, #2 mid-tens: North America). Performance of both was generally good: one in shales and nodular limestones and igneous dykes, the other in granites. However stoppage in a fault zone was a ‘game-changer’ (protracted litigation) in the case of the granites. The well-protected cutters in the lower photographs of double-shield machines (#3 Guadarrama, #4 Robbins advertising) are much less likely to be blocked in loosening fault zones. The ‘disadvantage’ of the armour-plate is that it may need regular replacement during the course of driving long tunnels, in cases of consistently hard abrasive rock, when cutter-change statistics are also adverse. *T* is always running, so *U* reduces.

2. **Cutter ‘protection’** with armour plating across the face of the cutter-head is a good way to prevent seizure due to block-fall wedging. However, there is a price to pay which may be experienced when driving long tunnels in hard abrasive rocks: the armour may need in-tunnel replacement at 4 to 5 km intervals. This is obviously not an ‘over-night’ repair like multiple-cutter change, requiring worker, welder, and lifting-gear access ahead-of-the-cutter-head, when in a stable and preferably dry zone.
3. **Double-shield TBM** may in general have increased utilization U, meaning less steeply inclined deceleration (-) m. So they are expected to keep advancing even when grippers cannot be used in weakness zones due to over-break / over-excavation. This is achieved by push-off-liner capabilities, as shown in Figure 24 from a Herrenknecht animation. The photographs are from the Guadarrama Tunnels in Spain. Figure 25 illustrates a double-shield application in a hydropower headrace tunnel, where PC-elements (and therefore push-off-liner capabilities) could be utilized in specific weaker rock zones, through significant weakness zones and through faults.

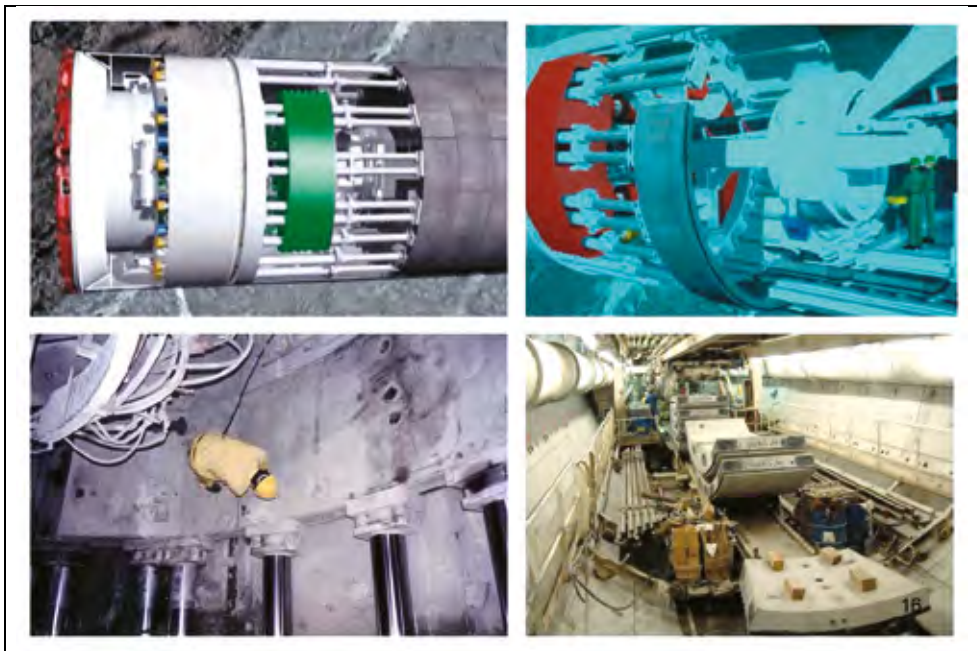


Figure 24 Double-shield animation pictures from Herrenknecht, showing push-off-liner when not using gripper (green) and PC-element ring assembly when thrusting off grippers (red). The two lower photographs show left: thrust off liner (or gripper re-set) and right: PC-element transfer in a northern end (Segovia) Guadarrama high-speed rail tunnel in Spain.

4. **Pre-injection may be needed** because with insufficient stand-up time, faulted rock can start to over-break and get over-excavated ahead of and to the side of the TBM. An 8 m diameter tunnel can become 11 or 12 m locally, making grippers inoperable until a large void has been filled with concrete or hundreds of sand-cement bags (solution depending on locality). Pre-injection cannot be effective if ring-mounting equipment has to be dismantled, as if pre-injection was ‘the last resort’. Figures 26 and 27 illustrate some minor (2 to 3 meter high) void formations and treatment.



Figure 25 A double shield TBM used to drive a 10 km long headrace tunnel in Ecuador, where inspection during second emptying was led by the writer, on behalf of contractor Odebrecht. This project was unusual because the PC-element lining had been used in thirteen specific stretches of bad ground, where the advantages of 'ready-made' support and push-off-liner thrust could be fully utilized if no gripper operation was possible. A serious fault zone nevertheless stopped the machine for several months in one of the thirteen locations. Photo: Dr. Nghia Trinh. Note that wedges and small blocks that had fallen from some locations in the many unlined kilometers were not transported, even by 2.5 m/s water flows. The so-called 'rock trap' contained only sand and silt and some floating pumice 'pebbles' from upstream. The 'zero velocity' boundary layer ensures transport of nothing larger than rounded, few millimeter size particles. The hydraulic boundary layer phenomenon therefore indirectly provides us cheap renewable power in Norway and wherever 'nominally unlined' hydropower tunnels are used. There are 3,500 km in Norway, 250 km driven by TBM.

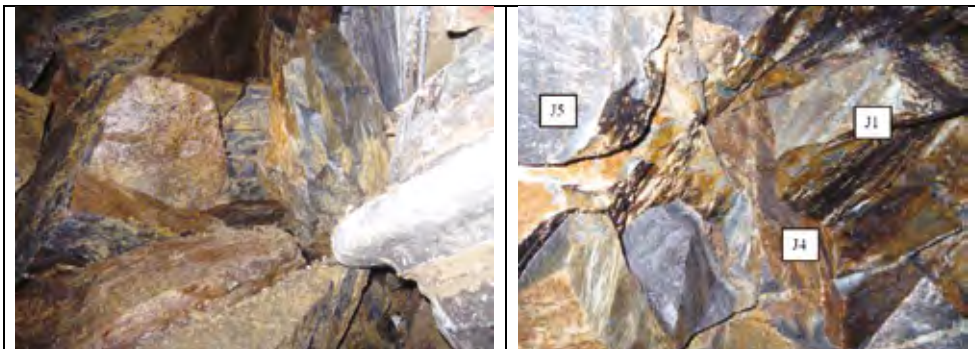


Figure 26 Void formation ahead of a double-shield TBM, due to adverse ratios of J_n/J_r . Over-excavation due to unstable ground is a phenomenon that loads conveyor belts with more material than would be consistent with tunnel advance. It can be detected by real-time weighing and automatic calculation in relation to the weight expected from measured PR.

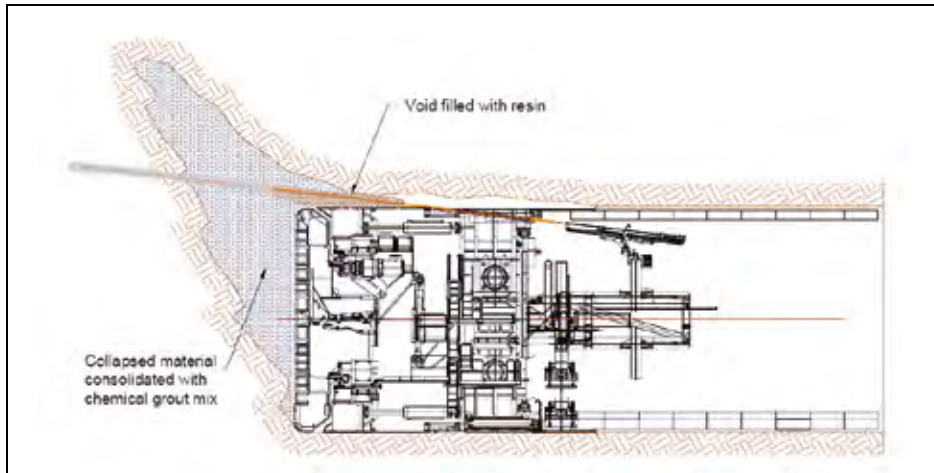


Figure 27 Suggested solution for void formation: an after-the-event measure that is actually too late, as a few meters per day may be the limits of advance if the zone of over-excavation continues for several weeks. Note that a tunnel fire can be caused if too large volumes of chemical grout mix are needed for void filling. 'Waiting for the smoke' (to clear), is unexpectedly different from 'waiting for the train' on a pie-diagram. The problem with this TBM was that ring-mounting equipment had to be dismantled before pre-injection drilling could be performed, clearly not the ideal choice of priority if faulted rock is expected. How to do both (build rings and pre-inject) when both were needed was not satisfactorily addressed.

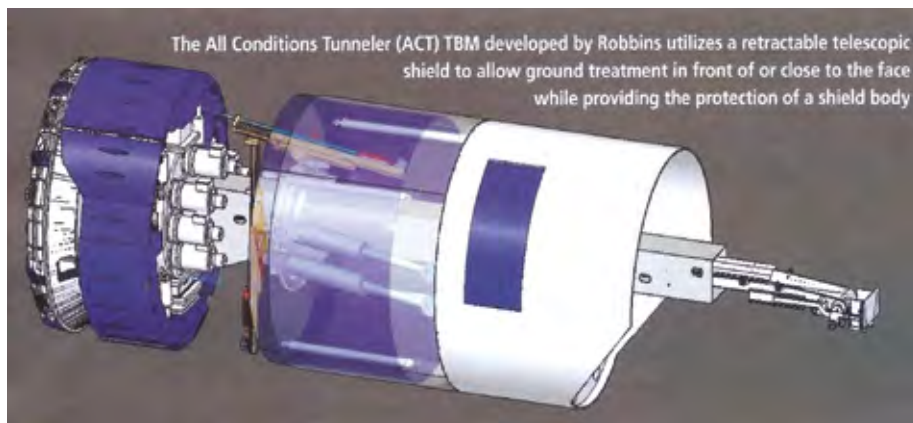


Figure 28 One stage closer to the ideal TBM (Robbins: Wallis, 2012) with full acknowledgement of the possible need of pre-injection with minimum delay. This 'all conditions' tunneller may be closer to the ideal than universal double-shield concepts, as presently seen, but advances by all manufactures are occurring on a regular basis. It seems finally to be acknowledged that rock masses (and hydro-geologies) can exceed the capabilities of 'standard' TBM. Burials and stand-stills have forced this acknowledgement, but it has taken the costly consequences of many decades of stoic optimism, under the costly motto: 'because the tunnel is long we chose TBM'. This decision has enhanced risk of delays more than most other decisions in tunnelling history.



Figure 29 Robbins (D.Wallis, 2012) illustrations of the need for pre-injection and its solution with the ACT illustrated in Figure 28. Water is a remarkably adverse ‘partner’ in tunnelling, but its unwanted presence can be severely curtailed if pre-injection is an accepted measure. This measure is however ineffective if too low injection pressures are used. At least 50% of the injection pressure at the pump has been lost, just 1m away from each injection borehole. When flow stops, pressure must not be maintained. The job is complete. Barton (2011/2012).

5. **Pre-injection may also be needed** to ensure that water does not flow uncontrolled into the face and also into the first 5 to 15 m of unlined tunnel, in the area of the single- or double-shielded TBM, where impervious (gasketed?) tunnel linings are still ‘pending’. This could allow a large volume of inflow if one was also advancing more slowly in a faulted area (the –m effect). If this temporary lack of water control is ‘planned’ since not solved by pre-injection, and if the tunnel is relatively shallow (say 20 to 200 m) and if the tunnel is passing near to ($< \frac{1}{2}$ km from) built-up areas founded on clay, then groundwater pressure drawdown must be anticipated, with potential for settlement damage. Bolted and gasketed PC-elements may be questionable long-term (100 years) solutions for ensuring no inflow and permanently dry tunnels. This method has not yet been sufficiently tested, while (pre-) grouting of rock masses has a much longer track record, in a variety of contexts. Post-grouting in a ‘completed’ tunnel is famously difficult: a well known Norwegian experience should remind of this.

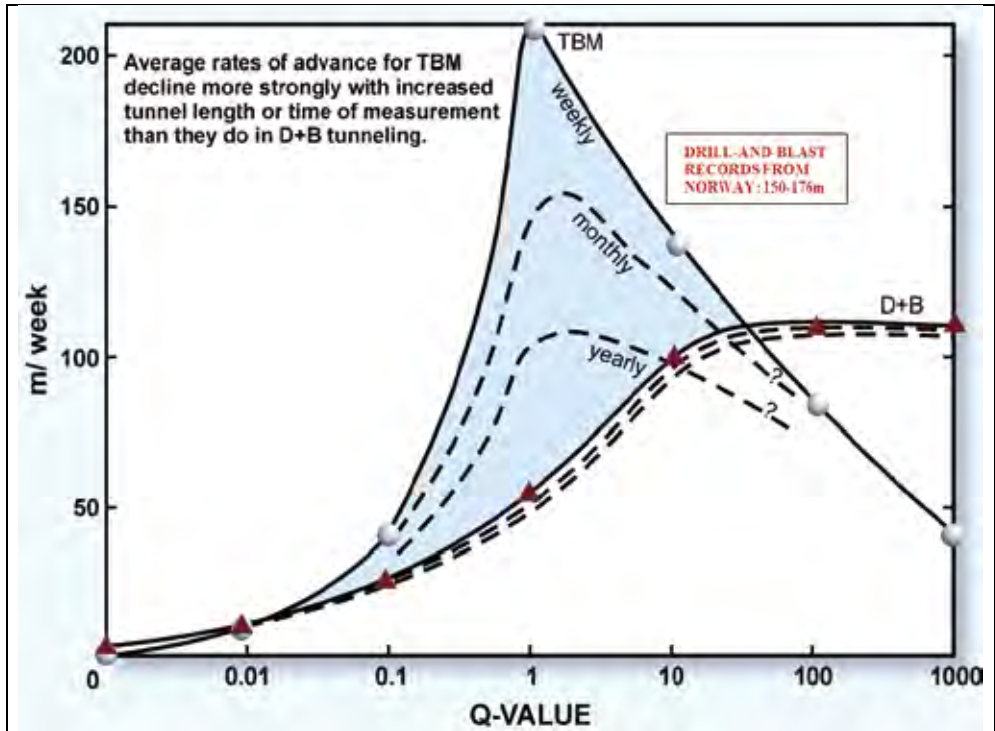


Figure 30 This comparison of TBM and drill-and-blast rates of advance, based on a moderate (>5 km in one year) TBM prognosis, and comparison with Norwegian drill-and-blast cycle-times per Q-value-class measurements, suggests two important things. The longer the tunnel the more the need for central (well jointed but not faulted) rock qualities if the TBM is going to be faster than drill-and-blast. Q-values consistently higher than 100 suggest drill-and-blast superiority, bearing in mind recent records of 150, 165 and 176 m in a 7 x 24 week (high up in the right-hand top quadrant of the figure). LNS has a mean 104 m/wk for 5.8 km in coal-measure rocks, with Q probably mostly 1 to 10, but sometimes 0.1 to 1 needing more support.

6. **Pre-injection may also be needed in deep tunnels** in response to probe-drilling evidence that a wet zone is being approached. If MWD also suggests that the rock is heavily jointed, high-pressure injection may be just the measure needed to prevent the very adverse loosening that may occur when a TBM enters such a zone and slows down or stops. The effective 'quality' of a fault zone is reduced when it becomes unconfined: permeability is inevitably increased, and if erosion of finer materials also begins, the long delay may be just the beginning of a sequence of problems that have been known to end in TBM burial. Drill-and-blast 'from the other end' is not so infrequent a decision. It has been used many times in China, Taiwan, Kashmir, Italy etc., and has even been used to complete a tunnel where two TBM were going to fail their planned meeting by the millenium of 2000. Thus the seriously proposed hybrid-from-the-beginning suggestion described in *Barton (2012)*.

CONCLUSIONS

1. It is misleading to quote a single utilization % for a given TBM project, and worse still to not specify a time interval. It is also misleading to assume that a given tunnel can be driven at an average e.g. 400 m/month. The correct way to specify likely TBM progress is with a time-dependent utilization which in reality is a deceleration gradient, where the final point on the line ($\log AR$, $\log T$) gives the overall AR in m/hr. The advance rate is not a constant in time, as can be seen in Table 2.
2. For example a world record of 16km in one year would have an overall mean AR $\approx$ 2m/hr. Table 2 on the next page shows what would be more normal for TBM, for instance 8 km in one year with overall mean AR $\approx$ 1.0 m/hr, or 4 km in one year with overall mean AR $\approx$ 0.5 m/hr. This does not mean that AR = 0.5 m/hr for a *one-month* period of measurement: it would be significantly higher than 0.5 m/hr.
3. The LNS drill-and-blast record for Svea Tunnel (5.8 km in 54 weeks) lies between the last two TBM examples, with overall mean AR = 0.64 m/hr. Drill-and-blast has an essentially horizontal (non-decelerating) $\log AR - \log T$ trend, if one ignores the ‘instantaneous’ PR during each blast. As the tunnel gets longer, more lorries are used, and there are more kilometers of muck transport. There are no cutters to change every 24 hours, nor cutter-face armour to be replaced each 5 km when driving in hard abrasive rock. Repairs to key equipment can be done more quickly outside the tunnel. There is also equipment on stand-by: a virtual impossibility with TBM. This means less risk.
4. For an owner, who waits for a completed tunnel, it is not so interesting that a TBM has best days of 50 or 60 m, or best weeks of 400 to 500 m, or that a drill-and-blast contractor produces 80 m of tunnel in two shifts totaling 120 hours. Total time T is what actually counts before cars or trains (or water or sewage) can start their respective journeys through the completed tunnels.
5. The lines of deceleration for three of the TBM performance categories shown in earlier figures were initially derived from hard rock cases from Norway and the USA, and were presented by *Barton (1996)*. Penetration rates can be consistently as low as 2 m/hr, if the rock mass has too high quality, such as $Q > 100$. The 145 cases from approx. 1000 km of mostly open-gripper case records which were analysed later by Barton (2000) (see Figures 2 and 3) largely confirmed the trends shown in this (1996) Table 2. Note that 8640 hours in a ‘7/24’ year assumes 360 days, the usual maximum.
6. The final tunnel progress will be a composite affair, with various typical PR through different rock mass domains, and various typical but time-dependent utilizations, which in practice means various $(-)$ m and various AR through the different domains. The Q_{TBM} prognosis method is designed to capture these potential differences, and combine them by means of length-dependent and/or time-dependent weighted mean estimation.
7. Pre-injection following ‘discovery’ of its need by probe-drilling, is especially important for TBM, but has been much neglected because of the temptation to go fast or to try to maintain unrealistic ‘constant’ average monthly productions. TBM are ‘in

the way' when it comes to fault zones, unless they are equipped to be able to act like a drill jumbo when this is urgently needed. There are encouraging signs that this is now occurring. (Wallis, 2012).

Table 2 A synthesis of numerous mostly hard rock open-gripper TBM projects, from Barton (1996) and Barton (2000), shows the following expectations for progress, when easy (5 m/hr), moderate (3 m/hr) or tough (2 m/hr) penetration rates are setting the limitations of progress through particular domains in the rock mass. Q-values might be approx. 1-10, 10-30, 30-300 respectively.

Penetration Rate PR m/hr	Daily Progress m/hr	Weekly Progress m/hr	Monthly Progress m/hr	One Year Progress m/hr
5 (GOOD)	3 (72 m/day)	2 (336 m/wk)	1.5 (1040 m/mth)	1.0 (8.6 km)
3 (FAIR)	1.5 (36 m/day)	1.0 (168 m/wk)	0.7 (504 m/mth)	0.5 (4.3 km)
2 (POOR)	1.0 (24 m/day)	0.7 (118 m/wk)	0.5 (360 m/mth)	0.3 (2.6 km)

Assuming: 24 hrs/day, 168 hrs/week, 720 hrs/month, 8640 hrs/year

REFERENCES

- ADIF, 2005. 'Guadarrama Base Tunnel'. Ministerio de Fomento, Madrid, Spain.
- Barbieri G., Collotta T. and Tanzini, M. (2013). 'Sparvo Highway Tunnel, experiences from the world's largest EPB shield'. In press.
- Barton, N., Grimstad, E., Aas, G., Opsahl, O.A., Bakken, A., Pedersen, L. & Johansen, E.D. (1992). 'Norwegian Method of Tunnelling'. WT Focus on Norway, World Tunnelling, June/August 1992.
- Barton, N. (1996). 'Rock mass characterization and seismic measurements to assist in the design and execution of TBM projects'. Proc. of 1996 Taiwan Rock Engineering Symposium, Keynote Lecture, pp. 1-16.
- Barton, N. & Warren, C. (1996). 'Rock mass classification of chalk marl in the UK Channel Tunnels'. Channel Tunnel Engineering Geology Symposium, Brighton, September 1995.
- Barton, N. (2000). 'TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock'. 173p. Balkema, Rotterdam.
- Barton, N. (2001). 'Are long tunnels faster by TBM'? Proc. Rapid Excavation and Tunnelling Conf. RETC, San Diego, USA. Soc. Min. Eng., pp.819-828.
- Barton, N. (2002). 'New applications of Q and the Q-parameters in engineering geology and rock mechanics'. Fjellsprengningsteknikk/Bermekanikk/Geoteknikk 2002, 40.1-40.15. (in Norwegian).
- Barton, N. and Abrahao, R. (2003). 'Employing the Q_{TBM} prognosis model'. Tunnels and Tunnelling International, pp. 20-23, December, 2003.

Barton, N. (2005). Comments on 'A critique of Q_{TBM} ' by Blindheim. *Tunnels and Tunnelling International*, pp.16-19.

Barton, N. & B. Gammelsæter, (2010). 'Application of the Q-system and Q_{TBM} prognosis to predict TBM tunnelling potential for the planned Oslo-Ski rail tunnels'. *Nordic Rock Mechanics Conf.*, Kongsberg, Norway, pp.56-65.

Barton, N. (2011/2012). 'Assessing Pre-Injection in Tunnelling'. *Tunnelling Journal*, Dec.2011/Jan. 2012, pp. 44-50.

Barton, N. (2012). 'Reducing risk in long deep tunnels by using TBM and drill-and-blast methods in the same project – the hybrid solution'. Keynote lecture. Risk in Underground Construction. J. Rock Mech. and Geotech. Eng., 4(2): pp.115-126, CSRME, Wuhan. Chinese Academy of Engineering.

Barton, N. (2012). 'Hybrid TBM and Drill-and-Blast from the start'. *Tunnelling Journal*, Dec. 2012, pp.22-32.

Blindheim, O.T. (2005). 'A critique of Q_{TBM} '. *Tunnels and Tunnelling International*. June, pp. 32-35.

Entacher, M., G.Winter and R.Galler (2013). 'Cutter force measurement on tunnel boring machines – Implementation at Koralm tunnel'. *Journal of Tunnelling and Underground Space Technology*. 38, pp. 487-496.

Grandori, R., M.Jaeger, F.Antonini & L.Vigl, (1995). 'Evinos-Mornos Tunnel - Greece. Construction of a 30 km long hydraulic tunnel in less than three years under the most adverse geological conditions'. *Proc. RETC. San Francisco*, pp.747-767.

Innaurato, N., Mancini, R., Rodena, E. & Zaninetti, A. (1991). 'Forecasting and effective TBM performances in a rapid excavation of a tunnel in Italy'. *Proc. 7th ISRM congress, Aachen*. Wittke (ed.) 2: 1009-1014. Rotterdam: Balkema.

McKelvey, J.G., E. A. Schultz, T. A. B. Helin, & O. T. Blindheim, (1996). 'Geotechnical analysis in S. Africa'. *World Tunnelling*, November 1996, pp.377-390.

Nelson, P., T D O'Rourke, & F H Kulhawy, (1983). 'Factors affecting TBM penetration rates in sedimentary rocks'. *24th US symposium on rock mechanics, Texas A&M Univ.*

NTH, (1994). 'Full face tunnel boring'. [In Norwegian: 'Fullprofilboring av tunneler'.] Prosjektrapport, anleggsdrift 1-94. Trondheim: NTH.

Shen, C.P., Tsai, H.C., Hsieh, Y.S. & Chu, B. (1999). 'The methodology through adverse geology ahead of Pinglin large TBM'. *Proc. RETC. Orlando, FL*. Hilton & Samuelson (eds). Ch.8: pp. 117-137. Littleton, CO: Soc. for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc.

Sundaram, N.M. and Rafek, A.G. (1998). 'The influence of rock mass properties in the assessment of TBM performance'. *Proc. 8th IAEG congress, Vancouver*. Moore & Hungr (eds). pp.3553-3559. Rotterdam: Balkema.

Willis, D. (2012). 'TBM probe drilling and pre-grouting – FIVE THINGS TO KNOW'. *Tunnelling Journal*, July 2012, pp. 43-45.

STABILITY AND DEFORMATIONS OF ŻELAZNY MOST DAM - ONE OF THE WORLD'S LARGEST DEPONIES FOR COPPER TAILINGS

Stabilitet og deformasjoner av Żelazny Most dam. En av verdens største deponi for koppergruveanfall

M.Sc./Siv ing Kristoffer Skau, NGI
 Managing dir./Dr. Lars Andresen, NGI
 Prof. II Hans Petter Jostad, NGI
 M.Sc./Siv ing Petter Fornes, NGI
 Prof. Gustav Grimstad, NTNU
 Civil Engineer Ana Page, NGI

ABSTRACT

This paper presents results from finite element analyses of the Żelazny Most tailings dam. The dam is located in South -West Poland and used for storage of copper tailings a waste material in the silt and sand fraction from the processing of ore from copper mines in the area. Significant deformations have been observed in several sections around the dam, and the dam stability has been questioned. The section considered in this paper has experienced 600 mm of horizontal displacement of the dam toe over the last 25 years. Deep inclinometers and site investigations reveal that the horizontal deformations are concentrated in predominantly horizontal zones of over-consolidated Tertiary clay of glacitectonic origin assumed to be presheared and slickensided. The Tertiary clay in the shear zones is found to be strain-softening and the bulk of the Tertiary clay is believed to creep horizontally in the passive zone. The main purposes of the finite element analyses were to identify factors that significantly influence the deformations and stability mechanisms for the dam. Nonlinear, fully coupled consolidation analyses are carried out. The effects of strain softening and creep have been included in the analyses by in-house constitutive models. These effects are found to be very important factors influencing the deformations and the stability of the dam. The work shows how FEA can be used together with construction monitoring to improve the understanding of engineering problems.

INTRODUCTION

This paper presents finite element analyses of the ring-dam for copper tailings disposal at Żelazny Most in South-West Poland, Fig. 1. The work was performed to assist the mining company KGHM (Copper Mine and Mill Company) in the on-going construction of one of the largest dams in the world. The dam started receiving copper tailings in 1977 and is at present 15 km in circumference and up to 60 m high.

The dam section considered in this paper (Section XVIIIE) has experienced large horizontal deformations developing at a nearly constant rate since 1995. Deep inclinometers and site investigations reveal that the horizontal deformations are related to predominantly horizontal presheared slickensided zones of over-consolidated Tertiary clay of glacitectonic origin. The Tertiary clay in the shear zones is found to most likely be strain-softening and the bulk of the Tertiary clay is believed to creep horizontally in the passive zone. The observations have raised questions about the future stability of the dam.



Figure 1 – Air photo of the Żelazny Most Tailings dam. The analyzed section (XVIIE) is shown in the picture. The red cross on the map to the bottom right indicate the geographic location.

There are also other geotechnical challenges related to the dam design and construction. These led the KGHM to appoint a four-member International Board of Experts (IBE) in 1992, which in cooperation with the Polish Geotechnical Expert oversees the development of the dam by applying the observational method (Peck, 1969 and Peck, 1980).

The dam construction, the geological and geotechnical characterization of the tailings material and the foundation subsoil, the extensive monitoring system and the geotechnical challenges are described in detail by the IBE and PGE (Jamiolkowski et al., 2010) and by Prof. Jamiolkowski in his 2013 Rankine lecture (Jamiolkowski, 2013).

The dam sections were designed by limiting equilibrium analyses with idealized failure zones, carried out by the local polish designer. The analyses suggested that the stability of Section XVIIE was acceptable despite the large deformations observed in the section. It was therefore questioned whether such limit equilibrium methods could account for the possible complicated failure modes governed by the shear zones with strain softening behaviour.

Several measures have been carried out to reduce the displacement rate and improve the dam stability in the analyzed section. The dam crest was relocated 150 m upstream in 2005 to slacken the slope, a counter berm was constructed in 2007 at the dam toe and relief wells were installed to reduce the pore pressure in the foundation soil from 2007 to 2010. However, none of the measures gave any immediate response on the displacement rate. This made it necessary to initiate more detailed analyses to understand the driving mechanisms causing the deformations.

In 2009, NGI were engaged to assist the KGHM, IBE and PGE by carrying out finite element analyses of the dam construction for Section XVIIE (see Fig. 1) which had experienced the largest deformation. The main purposes of the finite element analyses were to identify factors that significantly influence the deformations and the stability of the dam. An extensive history-matching activity was carried out as a part of the work to determine a combination of realistic parameters that would satisfactorily reproduce the field observations. Analyses were also carried out to assess the effect of various stabilizing measures. The finite element models, constitutive models, material parameters, and results from the analyses are presented herein. The paper focuses on the modelling of strain softening and horizontal creep in the passive zone, as these effects are believed to be of outmost importance for the problem. The paper also demonstrate how the use of finite element analyses were essential to explain the observed deformations and assess the stability.

DAM CONSTRUCTION

The Żelazny Most tailings dam has been raised by the upstream method by means of spigotting tailings received from the mines. Construction began in 1974 and the dam crest has been more or less continuously raised at a rate of about 1.25 to 1.5 m/yr with a downstream slope of about 3.5 to 1. At present, the crest elevation is about 177.5 m above sea level (asl). The height of the dam varies from approximately 27 to 66 m due to variations in the topography of the original terrain which the dam was founded on.

GEOLOGICAL CHARACTERIZATION

The Żelazny Most tailings dam is founded on a complex sequence of geological deposits affected by glaciotectonics. The analysed section consists of about 5 to 15 m of Holocene and Quaternary (Pleistocene) material over a 100 to 150 m thick deposit of Tertiary material, which is dominated by stiff over-consolidated clay. The reader is referred to Jamiolkowski et al. (2010) for a detailed description. This clay is somewhere silty, and the deposit has a complex pattern of layers and pockets of sand and silty sands. The Żelazny Most area experienced three glaciations during the Pleistocene with ice sheets, with thickness probably exceeding 1000 m, passing over the area in a North – South direction. This shearing has resulted in the formation of thin zones of pre sheared and slickensided clay. These shear zones have a friction angle close to residual and significantly lower than the bulk clay. Such zones are found in the analyzed sections XVIIE at depths 40 to 70 m below the original ground. The ongoing horizontal deformations of the dam are mainly caused by shear deformation localized in these zones.

FINITE ELEMENT MODEL

A 2D plane strain finite element model was made in the geotechnical FE-software PLAXIS. The stratigraphy in section XVIIE was simplified and averaged parameters were chosen representing the main soil units. Figure 2 shows the FE-model with the dam geometry and the simplified stratigraphy.

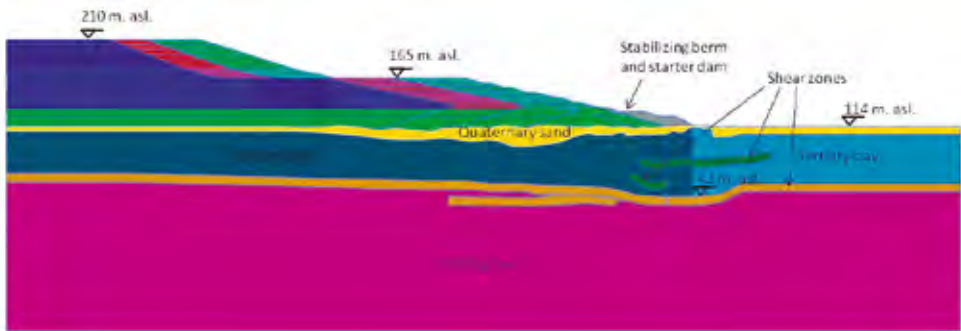


Figure 2 - FE-model showing the simplified stratigraphy and characteristic dam and terrain elevations.

CONSTITUTIVE MODELS

A combination of standard PLAXIS soil models and user defined soil models developed at NGI and NTNU were used in the analyses. The Quaternary sand, the stabilizing berm and the tailings were modelled by the Hardening soil model (Schanz et.al, 1999). The Tertiary clay below the dam and above the shear zone, and the Tertiary clay below the shear zone, was modeled with the Soft Soil Creep model (Vermeer and Neher, 1999). The Tertiary clay downstream of the dam toe above the shear zone was modeled by the n-SAC model (Grimstad and Degago, 2010). The reason for using two constitutive models to model the same clay was to account for anisotropic behavior due to the different stress path followed by a soil element just below the dam and downstream of the toe. The n-SAC model is based on the principles from Wheeler et. al, (2003) and has an anisotropic potential surface which rotates as plastic strains evolves. A frictional softening model, similar to the one used by Potts et.al (1990), was used to model the shear zones. The model reduces the friction angle from peak to residual as a function of the plastic shear strains. The shear strain at which the residual friction is reached had to be adjusted to fit the corresponding relative displacement over the shear zone since the shear zone thicknesses in the model were somewhat artificial.

GEOTECHNICAL PARAMETERS

The complex geological history and stratigraphy make parameter interpretation for analyses challenging. The extensive site investigations and laboratory tests that have been carried out reveals significant variation in properties within each main deposit (Holocene, Pleistocenen and Tertiary deposits). This variation has made it necessary to use averaged (representative) parameters for each deposit which in reality contains a wide range of properties.

Of special interest are the parameters controlling creep behavior in the bulk of the Tertiary clay and the strain softening behavior in the shear zones. Special types of drained triaxial extension tests have been carried out at NGI to simulate the stress path experienced in the passive zone downstream of the toe. The tests show a significant drained anisotropic creep behavior. Anisotropic behavior was therefore included in the analyses by using the anisotropic n-SAC model in the passive zone, downstream of the toe of the dam. The creep parameters were interpreted by an extensive back calculation activity of the laboratory tests.

Ring shear tests have been carried out at NGI and Imperial collage on material samples from the depth where the inclinometers show shear zones. The diameter of a ring shear sample is however small compared to the field shear zone. Since the shear zone is discontinuous in the field and also possibly inclined over short distances, the results from the ring shear tests are likely to be a low estimate as a continuous shear zone may develop in the ring shear apparatus. The ring shear tests could therefore not provide a full description of the softening behavior to be used for interpretation of parameters for the FEA of the dam.

Table 1 gives a simple description and some basic parameters for the relevant layers. Material parameters controlling stiffness up to failure is not reported in this paper despite they importance in the problem. The stiffness parameters used in the material models are not straightforward to interpret to "conventional engineering parameters" and a detailed description is somewhat outside the topic of the paper.

Table 1 – Simple description and basic parameters for the materials in the FEA.

Material	Description	Density, γ (kN/m ³)	Friction angle, ϕ (°)	Typical depth in the section, z (m)
Tailings material	Clean sand with variable grain size	21.0	35	
Quaternary sand	Sand interbedded with silt and clay	20.7	35	0 - 15
Tertiary clay	Clays or silty clay of medium and high plasticity $I_p = 30 - 50$	20.5	24	10 - 150
Shear zone	Zones within the Tertiary clay	20.5	$\phi_{\text{peak}} = 11$ $\phi'_{\text{residual}} = 8$	40 and 70

COMPARISON OF COMPUTED AND OBSERVED DEFORMATIONS

The dam has been extensively monitored by surface and inclinometer measurements. These measurements have of course been essential for the dam design based on the observational method. The field measurement or observations were utilized in an extensive history-match activity of the FEA results. The history-matching were an important tool for investigating and finally explaining the driving mechanisms causing the deformations. A comparison between the field measurements and the FEA-results are shown for benchmark 208 and inclinometer 16E1-7 and 16E2-7 in Figure 4. The location of the surface benchmarks and inclinometers are shown in Figure 3.

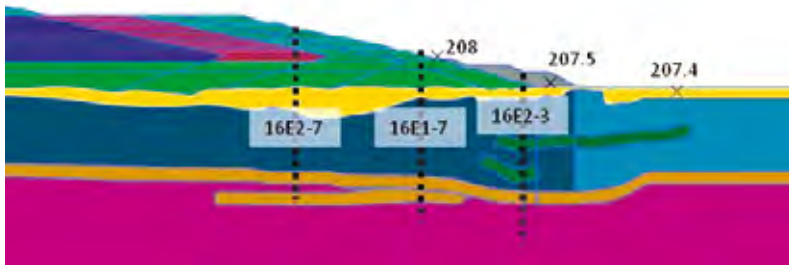


Figure 3 – Surface benchmarks and inclinometers used for comparison with FEA-results.

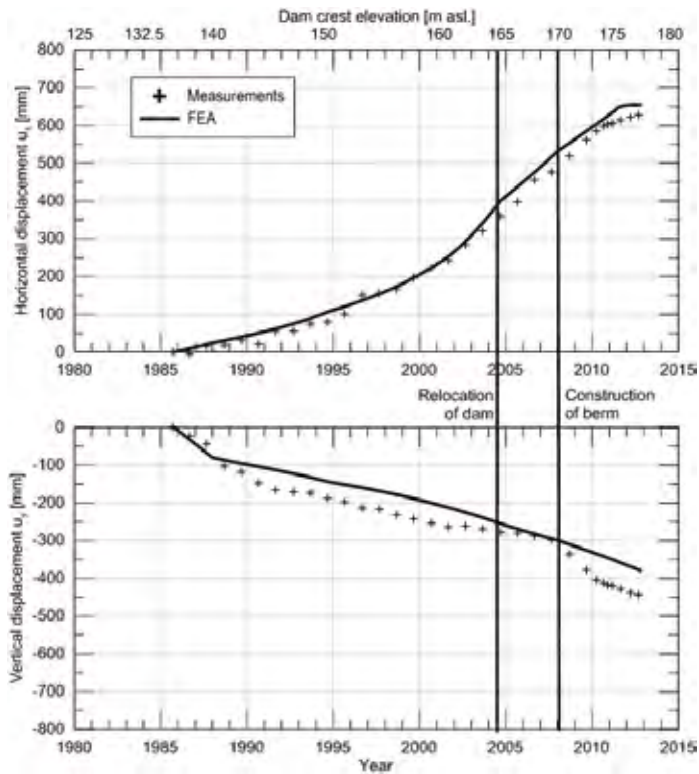


Figure 4 – Comparison between FEA-results and field measurements. The figure shows the horizontal and vertical displacement with time for surface benchmark 208 (see Fig 3)

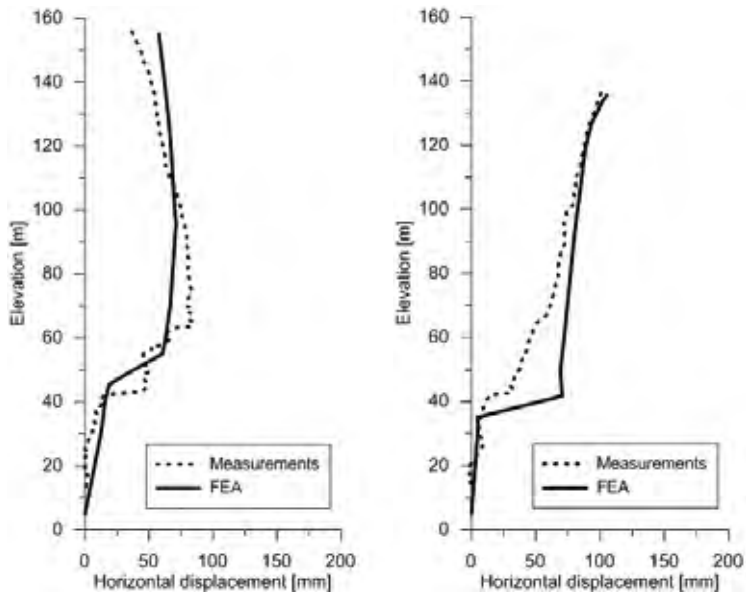


Figure 5 – Comparison between FEA-results and field measurements. The figures show the horizontal displacements with depth in the period 2008 to 2011 for inclinometers 16E2-7 (left) and 16E1-7 (right) (See figure 3).

The comparison shows very good agreement between the FEA results and the field measurements. An important observation from seen from the horizontal displacement is the more or less constant rate seen after relocation of the dam crest in 2005 and after the construction of the counter berm in 2008. The lack of the expected reduction in the measured displacement rate after these measures were carried out indicates that time effects influence the deformations. At an early stage of the FE-work, attempts were made to history-match the deformations using constitutive models without creep and strain softening. These analyses underestimated the deformations if reasonable soil strength parameters were used. To obtain deformations in the same order as seen in the field, the strength parameters had to be reduced to unrealistically low values. However, the analysis with such low strength values failed to reproduce the approximate constant rate of displacement after 1995. Comparison of the mentioned analyses suggest clearly that strain softening and creep have a strong influence on the deformations. Figure 6 shows field measurements of the horizontal displacements of benchmark 208 compared with the FEA results from the three mentioned analyses.

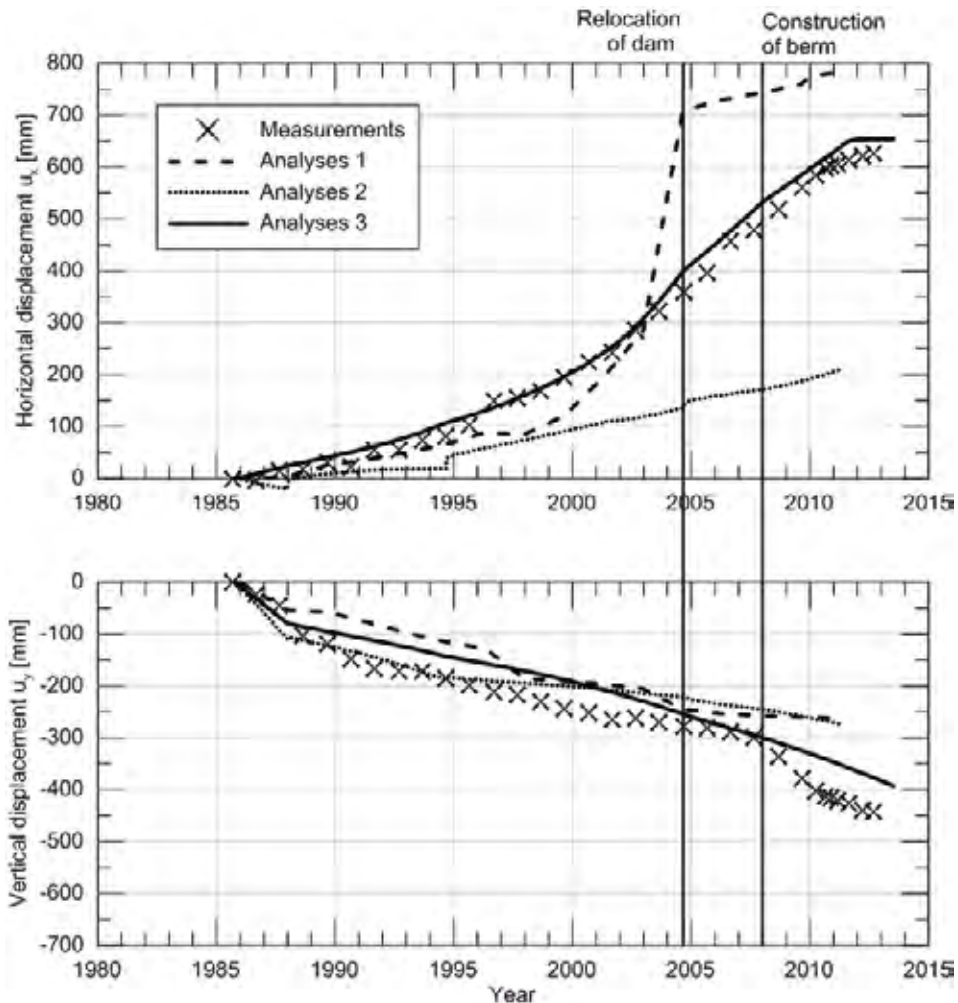


Figure 6 – Field measurements of horizontal displacement of benchmark 208 compared with three FEA results: Analysis 1 - Without strain softening and creep, with best estimate soil strength parameters. Analysis 2 - Without strain softening and creep with reduced soil strength to fit the field observations. Analyses 3 - With strain softening and creep and best estimate soil strength parameters, as also shown in Fig 4.

DAM STABILITY

The importance of strain softening and creep suggests that conventional limit equilibrium analyses are insufficient for evaluating the stability of the dam. Redistribution mechanisms from the softening of the shear zones coupled with time dependent creep deformations in the bulk of the Tertiary clay, the continuously changing effective stresses due to dam construction and pore pressure dissipation occurring at the same time, are all factors that make limiting equilibrium methods inadequate. The factor of safety obtained in analyses with best estimate strength parameters without softening and creep gave a factor of safety >1.4 for the present

situation. However, the factor of safety is an inadequate measure of safety when strain softening and progressive failure influences the problem. The dam stability was therefore evaluated in FEA by determine the dam crest elevation initiating failure. Figure 7 shows the failure mode from the analyses with best estimate parameters and creep and softening included. The analyses computed dam failure for dam crest elevation at around 205 m.asl. approximately 25 m higher than the current dam crest height.

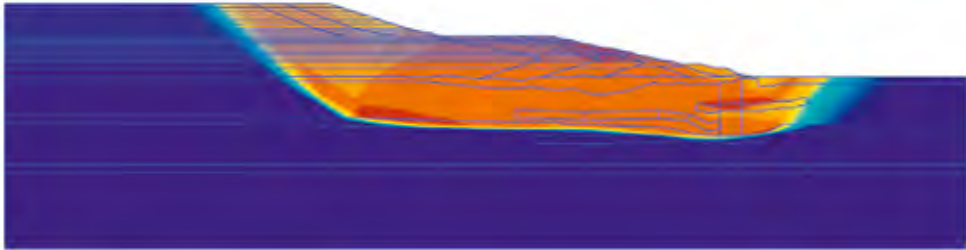


Figure 7 – Mode of failure from FEA based on best estimate soil parameters including creep in the bulk of the clay and strain softening in the shear zones.

STABILIZING MEASURES

The knowledge gained from the FE-analyses and the comparison with field observations improved the understanding of the influencing mechanisms causing the dam deformations. This knowledge was used (and is also currently being used) to evaluate the effectiveness of different measures to slow down the deformations and improve the stability of the dam. At the time of writing, it is considered to construct deep vertical concrete shafts at the toe of the dam. The shaft will typically have a diameter of 20 m, be 150 m deep and be constructed with a spacing of 50 to 100 m. The shafts will reinforce the foundation soil and by this reduce the displacement rate and improve the stability. However, the shafts are very expensive and KGHM needs to quantify the benefit to compare them with the costs. Figure 8 shows a 3D FE-model of one shaft. Final results are currently only available from 2D analyses, where the shafts have been simplified to a 2D wall with representative stiffness. Figure 9 shows the horizontal displacement of benchmark 208 computed without a wall, a 150 m flexible wall with stiffness reflecting the spacing between the shafts and a 150 m deep perfectly rigid wall. The latter is considered as an upper bound for the effect of shafts installed at toe with the given depth.

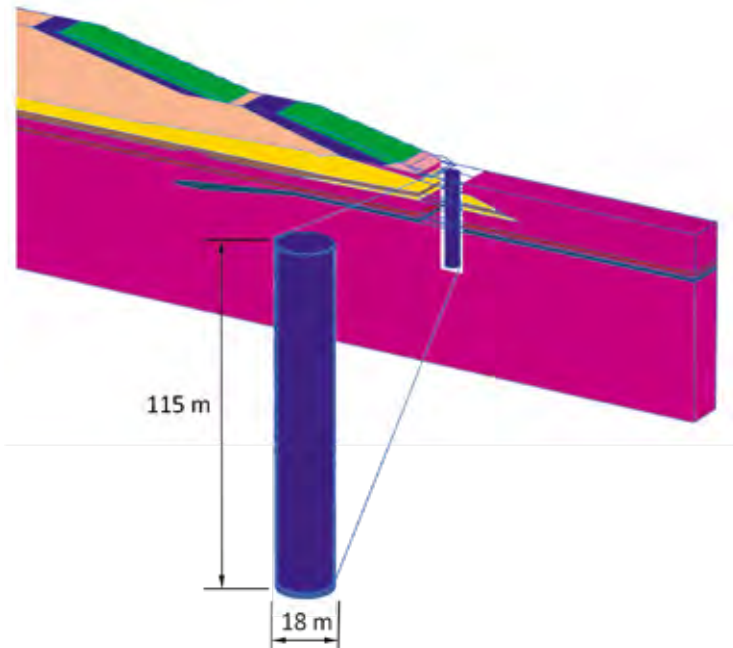


Figure 8 – A 3D FE-model of on section of the dam with deep vertical shafts.

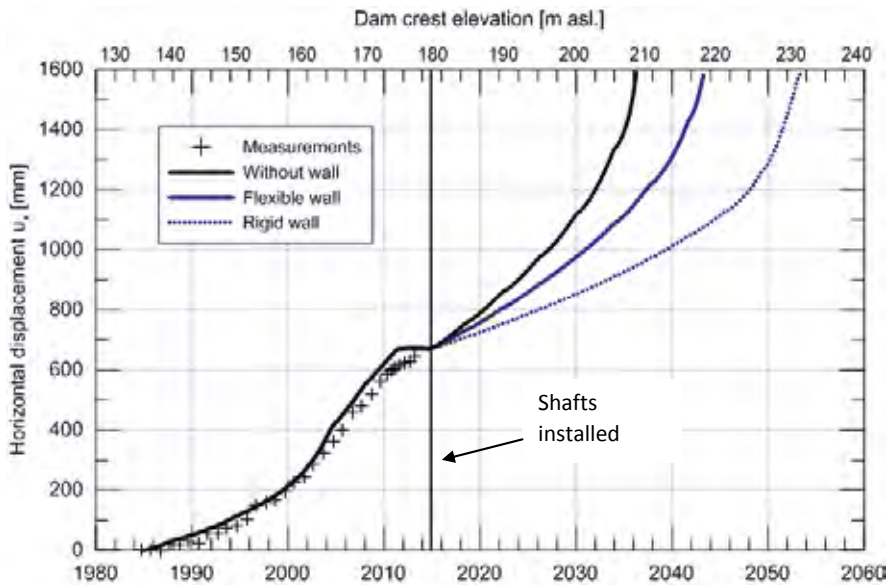


Figure 9 – Horizontal displacement of benchmark 208 computed for the situation without a wall, a 150 m flexible wall with stiffness reflecting the spacing between the shafts and a 150 m deep perfectly rigid wall.

CONCLUSIONS

The presented FEA of Section XVIIE of the Żelazny Most Tailings dam illustrates the advantage of combining FEA with field measurements and the observational method. The lack of agreement between field observations and early predictions was investigated by FE back calculation and history-matching. The FE-analyses included advanced constitutive models accounting for creep in the bulk of the Tertiary clay and strain softening in the shear zones. The analyses clearly suggest that these effects significantly influence the observed deformations.

Strain softening was mentioned by Peck (1969) as one of the pitfalls in the observational method, simply because progressive failure is difficult to observe before it is too late. Advanced FEA can help avoiding such pitfalls by back calculations, sensitivity studies and future predictions. In the case of the Żelazny Most dam, vital knowledge was gained about both strain softening and creep by combining information from laboratory tests (ring shear and drained triaxial extension tests), FEA and field observations. All three sources to knowledge have been necessary to reach the current level of understanding. Żelazny Most is a good example of a case where FEA successfully have been used as a supplement to the observational method and significantly improved the understanding of the problem.

The knowledge and the FE-model have been and are currently being used for evaluating the effect of installing deep vertical shafts into the foundation soil. The FEA of the future dam behavior, including the shafts, can be carried out with more confidence since it is based on a material parameter set established from extensive history-matching.

ACKNOWLEDGEMENTS

The work presented in this paper has been carried out over several years for KGHM, and NGI is grateful for their flexibility with respect to publishing of the work. The IBE members, Jamiolkowski, M., Carrier, W.D, Chandler, R.J., Høeg, K. have given very useful advices and recommendations through the whole period, significantly improving the quality of the analyses.

REFERENCES

- Grimstad, G. & Degago, S.A., (2010). A non-associated creep model for structured anisotropic clay (n-SAC)ed.^eds. Numerical Methods in Geotechnical EngineeringCRC Press, 3-8.
- Jamiolkowski, M., Carrier, W.D, Chandler, R.J., Høeg, K., Swierczynski, W., Wolksi, W. (2010). 1st Za-Chie-Moh Distinguished Lecture. The 17th Southeast Asian Geotechnical ConferenceTaipei, Taiwan, May 10-13, 2010
- Jamiolkowski, M (2013). Soil Mechanics and the observational method: Challenges at the Żelazny Most copper tailings disposal facility. 53rd Rankine Lecture, 20th March 2013
- Peck R .B. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics., *Geotechnique*, June 1969, 19, pp. 171-187
- Peck R.B. 1980 Where has all the judgment gone? *CGJ* 17, pp584-590

Peck R .B. (1980). Where Has All the Judgment Gone? Laurits Bjerrum Memorial lecture No.5, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Norwegian Geotech. Inst. Publ. 134 (1980), p. 1-5. Also: Canadian. Geotech. Journ. (1980), 17:4, pp. 584-590

Potts D. M., Dounias G. T. and Vaughan P. R. (1990). Finite element analysis of progressive failure of Carsington embankment, *Géotechnique* 40(1): 79-101.

Schanz, T., Vermeer, P.A. (1998). Special issue on pre-failure deformation behavior of geomaterials. *Geotechnique*, 48, 383-387

Vermeer, P.A., Neher, H. (199). A soft soil model that accounts for creep. In R.B.J. Brinkgreve, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, Balkema, Rotterdam. 249-261

Wheeler, S. J., Nääätänen, A., Karstunen, M., Lojander, M. (2003). An anisotropic elastoplastic model for soft clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, 40(2): 403-418, 10.1139/t02-119

Kristin Hilde Holmøy, SINTEF
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

New B.Sc. education in mining engineering in North Norway

P.h.D. Mahdi Shabanimashcool, Store Norske Spitsbergen Grubekompani / Narvik University College.

Summary

This paper discusses the demand for new B.Sc. education in mining engineering at the North Norway. Narvik University College (NUC) developed study plane for mining engineering at the graduate level. A briefly survey of the mining education programs in countries with different level of developments in the mining industry shows that most of the countries have similar education program in B.Sc. level for mining, while demands from the industry dictated some emphases on particular topics. It is suggested that the example of those countries with successful reputation in the mineral industry development might be valuable as guidelines for implementation of the mining engineering education in the North Norway. However, in Norway it is also required to pay attention strongly regarding environment protection which dictates some special emphases in the mining education. Based on that, the mining study program was adjusted to provide enough education in the environmental protection for the students.

Introduction

The price of raw materials has been increased significantly during the last decades which resulted in numerous investments and researches in the mineral industry. Mineral industry, as the foundation of society's economy, tries to supply raw materials for industry as cheap as possible with the best possible quality. In addition, industrial progresses of the recent years in new technologies especially electronic industry, has increased the demand on new types of minerals, such as the rare earth elements.

Mineral industry includes all the business and activities which are associated with prospecting, exploration, exploitation and processing of minerals, rocks and soil. Raw materials are essential in all aspects of our life; modern is dependent on the mineral industry. Significant example of it is per capita consumption of 1000 tonnes raw materials during lifelong period in Norway (NGU 2013).

The Norwegian mineral industry has produced 98 Million tonnes of minerals with value of 12.7 BNOK during 2012. About 59 %, in value, were exported to different countries (NGU 2013). Due to changes in the world's economy the volume and value of the mineral production and export are changing also in Norway. The exported raw materials in 2012 including lime slurry, olivine, nepheline, and quartz. The ore production of the country had value of \$2.7b in 2012 which consists of mainly ilmenite, iron and nickel (NGU 2013). The countries of Rogaland, Møre og Romsdal, Finnmark, Nordland, Svalbard and Vestfold are the main mineral producers and exporters in Norway (NGU 2013).

Norway has geology which makes it promising for mineral production. Long coastline makes the country very competitive in the European market. Norway is already one of the big mineral producer in Europe but its ranking in the close future can be much higher than today. Mineral exploration and prospecting activities increased dramatically during 2009 to 2012. In addition, NGU has spent 38 MNOK in mineral prospecting and resource mapping at the North Norway in 2012 (NGU 2013). Norway is well-known in producing of many types of minerals, for instance titanium, iron, copper, molybdenum, industrial minerals, olivine, quartz and etc. Furthermore, Norway has deposits of strategic minerals that are not easy to find them in Europe. For example rare earth elements (REE) which is the keystone of the electronic industry. In order to grow and reach its highest potential in the mineral industry Norway needs to overcome some challenges (Strategy for mineral industry 2013):

- Exploration and development of future resources
- Increase the research in all aspects of the mineral industry, from prospecting to mine reclamation
- Educate skilled labour
- Efforts to decrease and minimise the environmental impact of mining activities

Narvik University College (NUC) is a leading centre in northern Norway in higher education and the largest technological higher education provider in Northern Norway. NUC specializes in technology, science and health related subjects. Its strategic plan highlights research and development of subjects with particular relevance its location in the high North. As such cold climate issues and regionally significant subjects such as mining and mineral extraction are a prominent feature of its research interests. NUC performs research and industrial work in relation to science and technology specially focused on applied engineering, infrastructure and operations. The concept covers a broad multidisciplinary research approach that spans many engineering related subjects from research in basic technology development to implementation and adaptation in practical use. NUC has comprehensive laboratory facilities of more than 3500 m², which include wind tunnels with cold climate facilities.

Currently NUC starts to invest on Mining Engineering education and research. Students at the next semester, spring 2014, can start to study first mining courses which will initiate their B.Sc. degree in this major. This paper describes the course structure and content for the B.Sc. in Mining Engineering assigned by NUC. The paper after comparing undergraduate mining studies in different countries with successful mining industry discusses the requirements and challenges of mining engineering education in NUC.

Mining Engineering

‘The practice of applying engineering principle to the development, planning, operation, closure and reclamation of mines is denoted as mining engineering’ (Hartman & Mutmanský 2006). All the mining activities are composed of five steps: prospecting, exploration, development, exploitation and reclamation. Prospecting and exploration are the initial steps in finding a mineral deposit. During these stages geologists and mining engineers share responsibilities (Hartman & Mutmanský 2006). Geologists prospect the mineral deposits while exploration is conducted by mining engineers. Development and exploitation are the main parts which are related to mining engineers. These two stages are actual mining activities, which leads to produce minerals. Mine closure and reclamation are the major parts related to the environmental aspect of mining. It is dealing with closing of the mine and making the land re-usable in the future.

Norway has great history in education and research on geology. Geology is taught in the main universities of the country: for instance NTNU, Oslo University, Bergen University, Tromsø University. However, mining engineering education is the big lacking part, since it has been taught limitedly in NTNU at the graduate level. On the other hand, for developing of the mining industry in Norway, particularly in north of Norway, it is required to have engineers with B.Sc. degree who works as the connection between the mine design in paper and the practice. Those engineers not only have basic solid knowledge about mining engineering, but also they should know about the practical and technical points of the work.

Table 1: Mining courses in the sampled universities. It should be noted that the courses might have different names in different universities. However their course contents are very similar.

Courses	Colorado School of Mines	McGill university	The University of Queensland	Luleå University of Technology
Geology for engineers	6	3	2	15
Principles of the economical geology	4	3	2	-
Resource estimation	5	3	4	-
Introductory mining engineering	3	3	2	7.5
Surface mining	3	3	2	
Underground mining	3	3	2	
Rock Mechanics and mining geomechanics	3	9	6	22.5
Mining system	3	3	2	-
Mining ventilation	2	3	2	-
Environmental aspect of mining	-	3	2	-
Mineral processing	3	3	2	-
Rock breakage	3	3	2	15
Mine design, hard rocks and coal mines	11	9	6	

In order to suggest a study plan for B.Sc. in mining engineering at NUC, the mining educations were studies in the countries with the successful mining industries: USA, Canada, Australia and Sweden. The major objective of the survey was to assess which topics and in which level is taught in those countries. Representative universities were chosen from those countries: from USA the Colorado School of Mines, Canada McGill University and Australia University of Queensland. Table 1 represents the courses and their study points in those universities.

It is visible from table 1 that most of the countries have similar mining education program. However, they might make emphases on some specific courses. To make this comparison in a logical basis we need to consider the demands from those countries' society and mining industry.

It has been recognised that countries with large mineral potentials might follow a similar pattern on grew and descending of the mineral industry. Generally talking, five different

periods for growing of mineral industries in a country was suggested which reflects the periods of discovery, exploitation and exhausting of the mineral industry (Hartman & Mutmanský 2006). Figure 1 shows the 5 different periods and they can be described as follows:

1. Period of mine development: exploration, discovery of new mines. Some small mines are working; first recognition of new large deposits and their development; metal production increases rapidly.
2. Period of smelter development: Small mines are getting weaker while big mines are getting stronger and produce more metals which allow the smelter to develop.
3. Period of industrial development: Decreasing costs, rapid accumulation of wealth, expanding internal and external markets, approaching the zenith of commercial power.
4. Period of rapid development of inexpensive raw materials at home: increasing costs of mining and materials produced. More and more energy is required to get the same amount of raw material. Mines and smelters continue to decline.
5. Period of decreasing internal and external markets: increasing dependency on the foreign sources of materials bring increase costs on the manufactures.

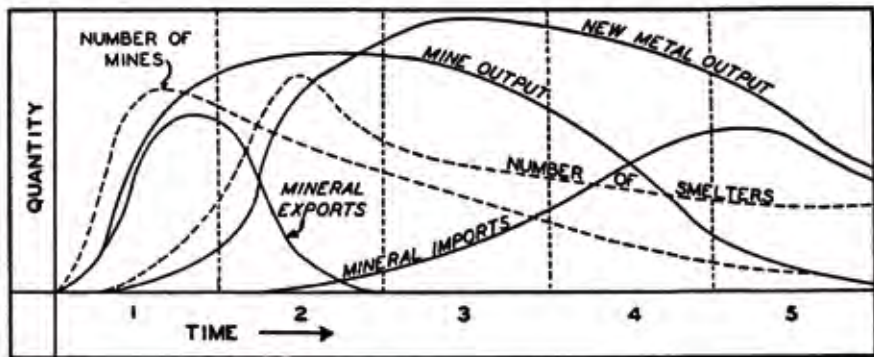


Figure 1. Periods in the growth of a country's mineral industry (Hartman and Mutmanský 2006).

From the countries used as example in Table 1; Australia is in period 2, Canada and Sweden in period 3 and USA in period 4. In addition countries like UK and Japan are in period 5 (Hartman & Mutmanský 2006).

With analysing the evolution period of the sampled countries' mineral industry, Figure 1, and their study program it is possible draw some interesting conclusions. It is visible from the table 1 that most of the universities in countries with growing mining industry (Australia and Canada) have similar program of the study. The mining engineers needs to fulfil the basic and practical knowledge in all the components of the mining practices. However, in Sweden, Lulea technical university, seems based on the demand from the local big mining industry, most of the program of study is related to rock mechanics and excavation engineering.

The question is what is the best strategy for the northern Norway. Nowadays big investment is directed to prospecting and explorations in the north of Norway (NGU 2013) while many small old mines are closed. Based on the nominal assessment of the mineral potential and the mining activity, it could be said that the north Norway is in the second period of mineral industry evolution, Figure.1. This is the period big mineral resources are starting to exploration and development while smelter and industries related to the mineral production are initiated. Australia is a good example of the successful countries in the second period of the mineral industry development.

Especial focuses is required to adopt a study plane which uses all the positive points of the mining educations in Australia without forgetting the Norwegian industry's demands. One major concern of the mining industry in Norway is environmental sustainability and mine reclamations. This topic is very important for the Norwegian society and neither mineral industry nor any other industry could grow and strengthen in Norway without considering them. Therefore, the educated engineers should couple strength background in environmental protection, mine reclamations and mine engineering. Furthermore, environmental sustainability and mine reclamation started to be big concern of mining industry around the world and this topic are taught in most of the universities now. Nevertheless, the topic still has big demand on research to develop new and efficient methods to deal with the environmental challenges that mineral industry faces.

B.Sc. mining engineering program for Norway

In the north Norway, mining industry has a long history and tradition, but new mining activities are limited. The modern mining industry is in its growing period and requires more attention regarding mine design and operating practices. Therefore, mining engineers should have solid knowledge in the mining techniques and related topics following the example of other countries have growing mining industry. At NUC most of the mining related courses are taught in the basic and intermediate level as the mandatory courses. Later the students can enhance their knowledge in the topics which they have more interest via non-mandatory courses and B.Sc. thesis.

The importance of environmentally sustainable mining activities is highly recognized and received significant attention in the study program. At NUC, mining students study the principles and techniques of mineral exploration, underground and surface mining, rock mechanics as well as, mineral processing technologies. Studies include rock mechanics, rock cutting, drill and blasting in rocks, mine design, mine ventilation, water drainage in mines, surveying, valuation, mineral law, mine safety and mineral processing. The graduates of mining engineering are competent for engineering and supervision positions. In addition, the program attempts to equip the graduates with:

- A solid knowledge in the basic sciences (mathematics, physics, geology and chemistry) and engineering fundamentals (solid and fluid mechanics, engineering economy, engineering design and est.).
- Principles of underground and surface structures construction in rocks
- Ability to solve mining related problems
- Capability for team work
- Ambition for continuing education, analysis and creativity

The following courses are suggested to be taught in the undergraduate mining engineering program:

Geology for engineers (10 study points)

Aim:

The course is designed to give the students the overview of the earth processes and how earth works. So that, they could apply their understanding in their future mining carrier. Therefore, the course focuses at the importance of the earth sciences in understanding and sustainable management of the natural resources. Additionally, they will learn the communication between the engineering and geology science. The students will also learn how to identify common earth materials.

Objectives:

After successfully completing the course, students should be able to / have knowledge about:

- Mineralogy and mineral occurrences
- The rock cycle, the distribution and origin of igneous, sedimentary and metamorphic rocks
- Structural geology
- Interpretation of geological maps
- Implementing of geological models in their carrier in mining engineering
- Describe and identify common rocks in hand specimen
- Construct geological sections and write a simple geological history
- Communicate with geologists at their carrier to develop a geomodel.

Economical Geology and resource estimation (10 study points):

Aim:

The course aims to provide the students basic knowledge about the processes that generate mineral deposits. The course also would teach the students to identify important issues of mineralised environments including structural controls and host rock geology. The course would also introduce the principles of different methods of mineral exploration methods and their applicability. Eventually, students would learn methods for estimating the resource volume and shape as well as generating geological model of the ore body in a computer code.

Objectives:

After successfully completing the course, the students would be able to/ have knowledge about:

- Identify mineral types and the geological environment which leads to their generation
- Identify appropriate exploration methods required for different sources
- Identify advantage and shortcoming of different exploration methods
- To carry out geological modelling based on the exploration data
- Calculate the reserve volume

Introductory Mining engineering (10 study points):

Aim:

The course aims to introduce mining industry, mining methods, mining equipment and mine ventilation to students. It also enhances students' knowledge about mineral deposits, mine development and production, social and environmental considerations in mining industry.

Additionally, it initiates the foundation for the further courses in mine design and mine reclamation.

Objectives:

After successfully completing the course, the students would be able to / have knowledge about:

- What is the mining industry
- Terminology in surface and underground mining
- Select and assess mine planning processes, from proposition to exploiting
- Surface mining process and equipment
- Underground mining process and equipment
- Ventilation and electricity requirements in mines
- Drainage and water transportation in mine
- Using CAD codes as a mine design tool
- Mine reclamation and its processes

Principles of Mine design (10 study points)

Aim:

The course aims to introduce the principles of mine feasibility studies. The course would develop student's skills in mine design; mine scheduling, equipment selection and performing of pre-feasibility studies of a mine. Moreover, students would learn implementing of mine design software. The course also has major emphases on enhancing students' knowledge in environmental sustainability in mine design.

Objectives:

After successfully completing the course, the students would be able to/ have knowledge about:

- Mine design process, From prospection to pre-feasibility
- Carry out production planning and equipment selection
- Understanding geomechanical issues in mine design
- Surface mining process and equipment
- Conduct economical evaluation for a pre-feasibility study of mines
- Learn how to use a mine design software
- Professional report writing and team working
- Preparing and writing environmental impact report of the mine
- Considering environmental sustainability in mine design.

Applied rock mechanics (10 study points):

Aim:

The course aims to provide the students a basic knowledge in site investigation, mechanical behaviour of intact rocks and their laboratory tests, mechanical behaviour of rock joints and rock masses, Rock mass classification, in-situ stress regime and measurements, ground water flow in rocks and its influences on the underground and surface openings.

Objectives:

After successfully completing the course, the students would be able to/ have knowledge about:

- Site investigation in rock mechanics

- Laboratory and field measurements required to characterize rocks behaviour
- Theory of rock failure
- Mechanical behaviour of rock discontinuities
- Rock mass classifications
- Principles of stability analysis of underground opening
- In-situ stress state and its measurement methods
- Ground water flow in rocks and its influences on excavations in rocks

Mining geomechanics (10 study points):

Aim:

The course will introduce the students to different excavation methods of drill-and-blast and mechanized excavating. The major part of the course focuses on the principles of stability analysis of underground openings as well as rock slopes.

Objectives:

After successfully completing the course, the students would be able to/ has knowledge about:

- Choosing excavation methods based on project demands
- Develop a drill and blasting pattern for underground and surface excavations
- Selecting equipment for mechanized excavation
- Stability analysis and rock support design for underground openings in different geomechanical environment
- Stability analysis and rock support design for surface openings in rocks
- Structural analysis of rock support measures
- Rock pillar design

Mineral processing (10 study points):

Aim:

The course aims to provide scientific and technical knowledge of the mineral processing techniques including gravitational methods, hydrocyclones, froth floatation, magnetic and electrical methods, slurry transportation, rock crushing and milling. The course would also make an introduction to mineral processing circuits from linking individual separation steps; this will include closed grinding circuits and the role of circulating loads in closed separation circuits.

Objectives:

After successfully completing the course, the students should be able to / have knowledge about:

- Implementation and scientific bases of mineral separation methods.
- Assessing applicability of different commercial available mineral processing methods for a specific mine
- Properties of mineral process circuits including crushing, sieving, milling and different methods of mineral separation.
- Sampling from the production network and solid materials
- Environmental influences of the by-products and methods to avoid them.

Currently, the second year students of the Civil engineering department at NUC have opportunity to participate in the courses of “Applied rock mechanics” and “Introductory Mining Engineering” in the next semester, spring 2014. Our strategy is to expand more the

study program in mining engineering if an elevated number of students participate in the course already available.

References

Hartman H, Mutmanskey J (2006), Introductory mining engineering. Second edition, Wiley, USA.

NGU (2013). Mineralressurser i Norge 2012. Publikasjon NR 1, 2013.

Norwegian Geological Survey (NGU), www.ngu.no , Visited at June 2013.

Luleå University of Technology, www.ltu.se , Visited at June 2013.

Colorado School of Mines, www.mines.edu , Visited at June 2013.

University of Queensland, www.uq.edu.au , Visited at June 2013.

McGill University, www.mcgill.ca , Visited at June 2013.

Norwegian Ministry of Trade and industry (2013), Strategy for the Mineral Industry, Published by: Ministry of Trade and Industry, www.publikasjoner.dep.no .

SKRÅNINGSSSTABILITETEN FORHOLDENE PÅ TELLNES DAGBRUDD. EN CASESTUDIE OG FREMTIDIGE UTFORDRINGER.**Slope stability conditions at Tellnes Open Pit Mine. A case study and future challenges.**

Geoteknisk Ingeniør. Kostas Botsialas, Titania A/S.
Geolog. Aaron Maas, Titania A/S.

SAMMENDRAG:

Titantias Tellnes dagbrudd er plassert i Sokndal Kommune i Sør-Vest Norge. Dette er et dagbrudd som har produsert ilmenitt siden 1960. Malmkroppen regnes som en av de største i verden. Lengden er 2,8 km, og dybde er på 240 meter i dag. Bredden til dagbrudd varierer f.o.m 400 m t.o.m 600 meter. I fortiden var det mange forskjellige ustabile hendelser, spesielt på hengvegg. Denne artikkelen beskriver skråningsstabiliteten forholdene til dagbrudd og beskriver en ustabil hendelse som skjedd i juni 2012. Mekanismen av ustabilitet, sikringstiltak som ble utført og utnyttelse av et overvåkingsprogram, beskrives og analyseres. En oversikt over dagens og fremtidens utfordringer er også gitt, med hensyn til stabilitetsforholdene i dagbruddet.

SUMMARY:

Titania's Open Pit Mine is placed in Sokndal Municipality in South - Western Norway. It is an open pit mine that produces ilmenite since 1960. The ilmenite orebody is considered as one of the largest in the world. The open pit has a depth of about 2.8 km, while the depth today is at 240 meters. The width of the pit varies from 400m to 600 meters. Historically there have been numerous slope instability occurrences, particularly on the hangingwall slopes. This paper describes the slope stability conditions of the open pit and an instability event that happened on June of 2012. Mechanism of failure, remedial measures taken and the utilization of a monitoring program are described and analyzed. An overview of the current and future challenges is also given, regarding the stability conditions of the open pit.

1.1 INTRODUCTION

During June of 2012 the Slope Stability Radar (SSR-GroundProbe), showed displacement of a wedge shaped area, on the hanging wall. During that month this area showed instability/displacement at two different periods. The first period was between 15/06/2012 – 18/06/2012, and the second one between 23/06/2012 – 25/06/2012. The analysis of the radar images and data, revealed the following characteristics for each of the periods: (Figure. 1):

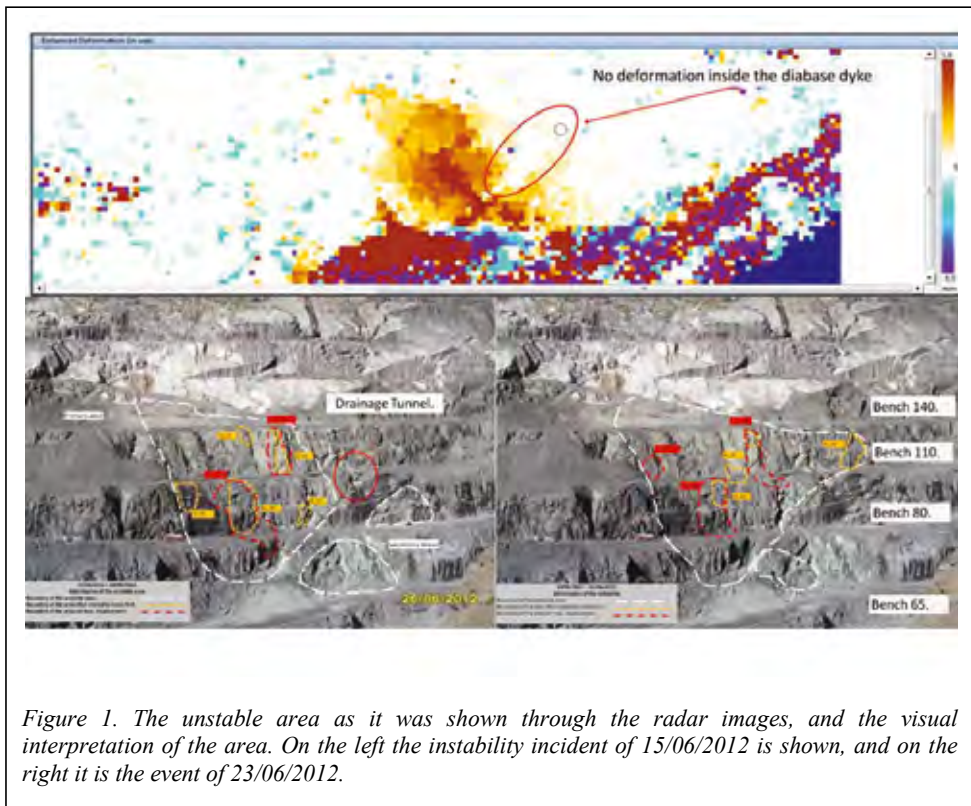
15/06/2012 – 18/06/2012:

- “Wedge” shaped area which is including benches 65 to 140.
- Length of the lower side: 60 m.
- Length of the upper side: 70m.
- Height of the area: 80m.
- Estimated volume of failure mass: 230 – 250 thousand tonnes.
- Period of movement: 65 hours.

- Max. Displacement: 7,5 mm.
- Max velocity: 3,5 mm/day.
- Accumulated precipitation for week 25: 20,5mm.

23/06/2012 – 25/06/2012:

- “Wedge” shaped area which is including benches 65 to 145.
- Length of the lower side: 60 m,
- Length of the upper side: 140m.
- Height of the area: 80m.
- Estimated volume of failure mass: 340 – 360 thousand tonnes
- Period of movement: 48 hours
- Max. Displacement: 5,5 mm.
- Max velocity: 3 mm/day.
- Accumulated precipitation for week 26: 38mm.



The deformation data analysis, showed that the monitored displacement was corresponded to a true deformation, where the deformation curve was consistent with little noise. The deformation pattern was progressive in the beginning of the phenomenon, changed to linear rate and ended up to a stable condition after following a regressive phase. Additionally field observations, during the movement period, showed that there were not any signs of displacement like tension cracks on any of the benches.

Furthermore inverse velocity analysis was contacted, based on the radar data, and the possibility of failure during the weeks after the initialization of the failure was excluded.

The event that triggered the movement was 2 blasts that took place on 15/06/2012 5 hours before the initiation of the deformation. The total mass of explosives that were used were 30 tonnes while 274.000 tonnes of ore were removed. The biggest one (19 tonnes of explosives, 165,000 tonnes of removed material) took place on the toe of the level 65, and it was detonated in order to reach level 50. This blast is considered as the main triggering factor of the instability.

1.2 GENERAL CONDITIONS. PREPARATORY AND TRIGGERING FACTORS.

1.2.1 Geological conditions: The geological environment of the area is quite challenging, as at the area of the instability, anorthosite, ilmenite and a diabase dyke are present. More specifically there is an intrusion of anorthosite, in which ilmenite is intruded. The ore body and the outer contact are intersected by a diabase dyke. According to Grieth and Krause (1973) there are indications that these bodies have intruded into pre existing zones of weakness, as such structures are common along their margins. These three distinct bodies are always heavily altered along their contacts by sericitisation and saussuritisation of plagioclase, giving a white to green appearance.

1.2.2 Geotechnical conditions. The heavy alteration on the contacts of the three different lithologies have produced minerals like muscovite and paragonite from feldspar (sericitisation), while calcium rich plagioclases were altered to epidote, muscovite and calcite (saussuritisation). These minerals are present not only on the margins of the lithologies but also on the discontinuities which are considered as failure planes of the instability. The geomechanical properties of these geomaterials, are poor and free swell of up to 230% has been measured for the smectite, indicating very high swelling capacity and low ϕ , c. Additionally by using the Schmidt hammer and the Barton -Bandis criterion (1974, 1983) the compressive strength of the rock at the fracture surface of the planes of failure was calculated (JCS). As western limit of the instability was considered the contact between ilmenite/diabase. The JCS was estimated at 50MPa with an average dispersion of 20MPa (for the wet and weathered surface of ilmenite). The residual angle of friction ϕ_r , was estimated at 25° and the joint roughness (JRC) was having values between 4-6. Water inflow along and into the plane of that lithological contact was recorded. For the eastern limit of the instability a fractured zone was considered as the main zone of weakness, where the lowest value of JCS was 32 MPa with an average dispersion of 10MPa (wet and weathered surface). The residual friction angle ϕ_r was set at 22° and JRC at a range between 2-4. Water was flowing along and into this weakness zone.

1.2.3 Climatological conditions. The surrounding area is characterized by frequent, sudden, and intense rainfalls which can last even a week. From January of 2008 and until June 2012 the accumulated rainfall height was 10³ mm as it was measured from the weather station which is mounted on the radar. This fact in combination with the limited natural water discharge-drainage through the network of the discontinuities had a direct effect on the rise of water pressures behind the slope face and inside the rock mass.

1.2.4 The operational environment of the mine. Subsequent vibrations from blasting are causing a repeated loading-unloading cycle to the rock mass, deteriorating further its mechanical properties. It is characteristic the fact that in a period of 6 months before the

initiation of the instability 21 blasts took place in a range less than 500 meters from the unstable area while 350 tonnes of explosives were used. Additionally 8 of these blasts happened in the margins of the unstable area, while the initiation of the phenomenon started after a 20 tonnes blast on the toe of the lower bench of the moving mass. Moreover, as the bottom of the pit is progressing to bigger depths (at the time of the failure the pit depth was at 50 meters a.s.l. Today it is at 20 meters a.s.l.) , the stress field is becoming more and more unfavourable, by inducing the movements-failures of that kind.

1.2.5 Drainage conditions. The drainage of the surface water at the toes of the bench walls is insufficient. The absence of diversion ditches, allows the water to infiltrate into the rock mass beneath the bench. This fact leads to the rise of the water pressures behind the slopes and into the rock mass. The drainage system of the mine is ending on a tunnel that leads the water to Jøssingfjord, 3,5 km south-west of the mine. This tunnel is placed on the contact between ilmenite and diabase dike. As this tunnel is not paved at all, there is a possibility, that water infiltrates along the intrusion contact, which deteriorates further the geotechnical regime of the area of interest. (figure 1).

1.2.6 Structural Conditions . Structural measurements were taken from the three benches, 50, 80, 110. In summary these are the main sets of fracture:

a) *Bench 110:*

- 110_A: 71/014 (this set according to the radar image, is one of the possible failure planes which is placed on the eastern limit of the moving rock mass).
- 110_B: 71/084 and
- 3 fault zones (from east to west):F110_1: 65/354, F110_2:75/092, F110_3:70/084.

b) *Bench 80:*

- 80_A: 79/012 (which is correlated with 110_A).
- 80_B1: 77/286.
- 80_B2:67/091.
- Fault, F80_1: 60/284.
- The contact between ilmenite and diabase, Con.: 76/194

c) *Bench 50:*

- 50_A1:85/139.
- 50_A2: 64/118
- 50_B: 75/066.
- The contact between ilmenite/diabase, Con.: 83/176, and a shear zone S50:74/056.

By plotting the summation of all the measurements the mean set planes that are derived are the following:

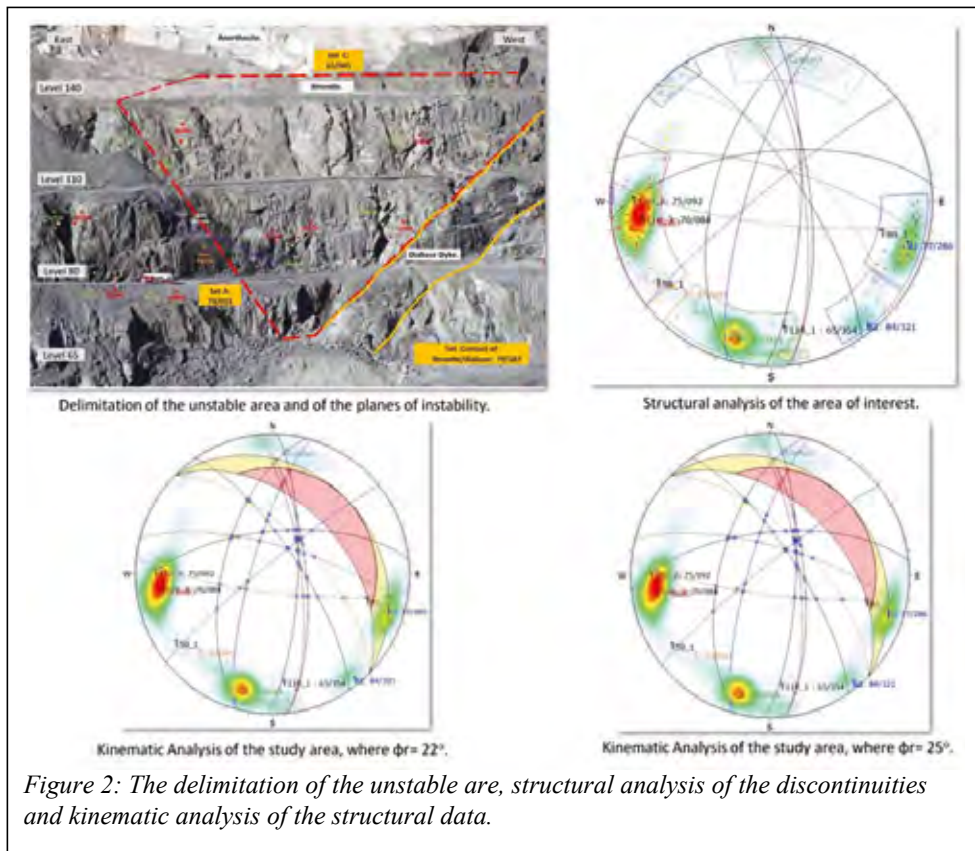
- A: 73/015.
- B: 73/083.
- B1: 77/286.
- B2: 84/321.
- Contact ilmenite / diabase: Con.: 79/187.

1.3 KINEMATIC ANALYSIS. - MECHANISM OF FAILURE.

The analysis of the radar image along with field work, showed the failure mass is actually a tetrahedron, which is comprised by the following planes (figure 2):

- The contact between ilmenite and diabase dyke which is placed on the west of the unstable area. (Con.: 79/187).
- A fracture zone on the east (Mean Set A: 73/015).
- A set of fractures 65/045 approximately, which are placed on the back of the failure mass on level 140. This fracture set belongs to the so called “Crusher fracture system” which is oriented oblique to the longest axis of the pit. In this part of the pit, near the old crusher, the ENE-dipping fractures are particularly abundant, and are parts of a fracture zone that can be traced several hundred meters both towards NW and SE. Historically in this area the fractures were the main cause of stability problems with the rock masses. These surfaces contain easy slipping chlorite sheets that make it easy for the rock masses to slide each other when the supporting rock masses lower down when the pit is excavated. (T.A.Carlsen 1997).
- The overall slope of ramps (overall slope dip/dip direction: 47/045).

As it was stated in the paragraph 1.2.2 the geotechnical conditions are quite challenging. Based on the data above, kinematic analysis was compiled (fig. 2). In that analysis the two residual friction angles that were derived by the two possible failure planes were used.



The analysis showed that in both cases there are 4 cases of planes intersections that could lead to wedge failure. The intersection of these planes, even though they satisfy frictional and kinematic conditions for sliding, they do not correspond to any unstable wedges, as the spatial distribution of the intersected planes does not correspond to formed wedges in the unstable area.

However wedges do not necessarily slide along the line of intersection of two joint planes. Wedges can slide on a single joint plane, if one plane has a more favourable direction for sliding than the line of intersection. In this case, the second joint plane acts as a release plane rather than a sliding plane. This can occur in either the primary or the secondary critical region. In figure 2, it is shown that the secondary critical zone (highlighted in yellow in the figure) is the area between the slope plane and a plane (great circle) inclined at the friction angle. Critical intersections which plot in these zones always represent wedges which slide on one joint plane. In this region, the intersections are actually inclined at less than the friction angle, but sliding can take place on a single joint plane which has a dip vector greater than the friction angle. In the present case the critical intersection is between plane A: 73/015 and the Contact between ilmenite and diabase : 79/187. This finding is directly correlated with the image that the radar shows, where the limits of the unstable area are represented by these planes.

1.3.1 Conceptual Groundwater Model.

The final step to the delineation of the mechanism of instability is to decode the effect of diabase dyke and other discontinuities on groundwater flow behind the rock mass.

A fault zone or a discontinuity can act as an important conduit, rather than as a barrier for groundwater flow, if the following conditions are met (Phillips 1991, Gudmundsson 2000):

1) First, the permeability of the fault zone must be higher than that of the host rock.

A major fault zone consists of two main hydrogeological structures namely a core and a damage zone. The core, consisting mainly of breccia and other cataclastic rocks, has a low overall permeability during interseismic periods. By contrast, the fault damage zone, consisting mainly of fractures of various sizes, has a permeability that is normally much greater than that of the core. When a fault becomes active, its permeability normally increases enormously. These changes lead to variation in groundwater table, stream flow and yield of springs. These changes can be explained by different mechanisms, including dilatancy, seismic pumping, coseismic strain.

2) Second, the trend of the fault zone must be such as to maximise its effect on the groundwater flow, preferably parallel to the hydraulic gradient. The effect of a high-permeability fault on the groundwater flow increases as the angle between the fault and the hydraulic gradient decreases. For example, if a fault trends at a right angle to the general hydraulic gradient, its effect on the groundwater flow is normally small. By contrast, if a high-permeability fault trends in the same direction as the hydraulic gradient, the fault will normally have great effects on the flow.

Based on these principles it was seen that the recorded discontinuity sets on levels 110, 80, 65 (A, B, B1, B2) are dipping towards to the bottom of the pit and are sub parallel or parallel to the general hydraulic gradient behind the slope face. The same happens for the fault zones that were recorded on level 110. Thus their main role is to conduct water inside the rock mass. A strong evidence for that suggestion is that seepage was recorded along and inside the planes of these discontinuities.

The fault that was mapped on level 80 (F80_1: 60/284 – distinct red line on figure 3), is dipping counter currently in relation to the dip direction of the slope, diverting the groundwater behind the slope face and inside the rock mass. It is a structure that acts as a

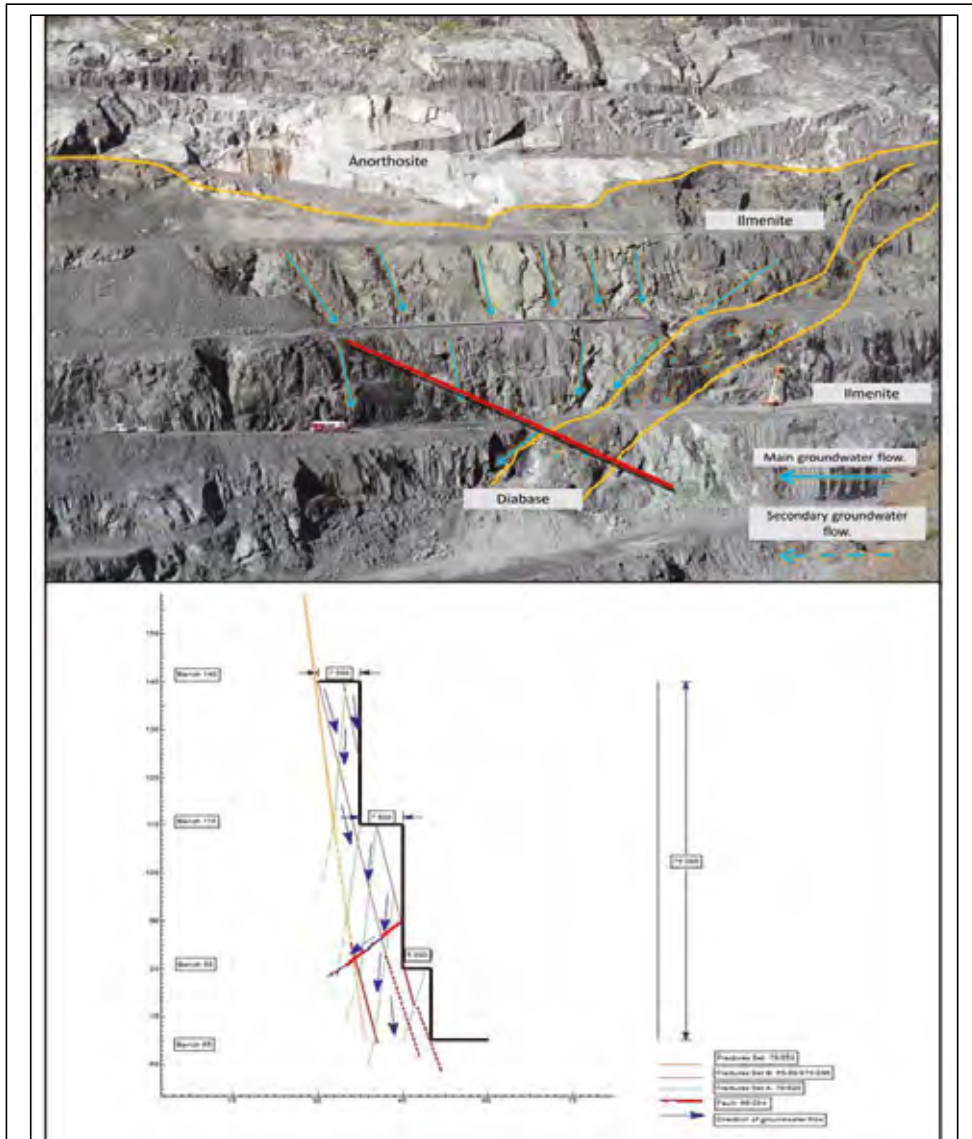


Figure 3. The conceptual groundwater flow model, showing how discontinuities are affecting the groundwater flow behind the bench face.

transverse barrier dissecting the discontinuity sets that are dipping towards to the bottom of the pit, and thus water may be diverted along those intersections.

The contact of ilmenite and diabase dyke, according to the radar images, is the western boundary of the moving area. This contact is one of the failure planes, and at the same time it leads the water inside the rock mass of the moving tetrahedron. Despite the fact that the rock mass of the diabase is highly fractured, most of the infiltrated water runs along the contact

with ilmenite and not inside the rock mass of the diabase itself. This occurs, because of the high percentage of clay minerals that are accumulated along and inside the fractures of diabase. At the end of the day as the fracturation of the diabase is very high and at the same time the presence of the clay minerals is very often, the rock mass start to behave as a semi/impermeable material. It is characteristic the fact that the radar images showed that the diabase dyke was not moving at all, while at the same time the area on the east (ilmenite) was showing movement, due to water pressures behind the slope. (Figure 1). The visualisation of the description above is shown in figure 3.

By synthesising the outcome of the analysis above (radar images, pole plotting, kinematic analysis), it is derived that the tetrahedron wedge is sliding mainly along the planes of the contact between ilmenite and diabase dyke and the mean set 73/015. This conclusion is also enforced by the radar images, which are showing that the unstable area is limited between these two planes. Additionally, the fact that the deformation is greater at western part of the unstable area, is a strong indication that the movement is of rotational type, which means that the movement is taking place mainly along the contact of the ilmenite/diabase.

1.4 PREVENTIVE AND REMEDIAL MEASURES.

Based on the analysis and synthesis above the following measures (preventive/remedial) were proposed:

- 1) A geotechnical alarm was set into the SSR in order, to evacuate the area from people and machinery, if an excessive movement will occur again. The alarm setting was 10mm of movement for a period of one day. The areas that were marked for alarm were those, that started to move first and showed the maximum movement at the same time.
- 2) A mass of loose material was placed on the foot of the unstable area, in order to put some extra weight (and as a result to increase the forces that resist to the movement), on the toe of the unstable mass.
- 3) Scaling and bolting was performed in certain prone to failure subareas of the unstable rock mass, in order to prevent “smaller” failures (rockfalls, wedge /plane failures), of rock blocks, that could be induced (among other factors) from the displacement of the bigger unstable mass.
- 4) Sub-horizontal drainage perforated pipes were installed on the toe of levels 110, 80 and 50. Their length was 60 meters, while they had an angle of 10 degrees upwards. Totally 27 drainage holes were opened.
- 5) Installation of piezometers behind the rock slope at three different depths, in order to measure the distribution of the water pressures at three different depths.

1.5 EVALUATION OF THE REMEDIAL MEASURES. MONITORING THE UNSTABLE AREA.

After the implementation of the remedial measures, it was of absolute necessity to evaluate their effectiveness and performance. In addition further investigations were made in order acquire data that could be valuable for the confirmation and calibration of the conceptual ground-water model. Thus a monitoring program was conducted, where data from different sources and instruments are collected and analyzed. The final purpose of this monitoring program was to acquire as much data as possible for the period before the initialization of the instability, and at the same time it should be compiled in such a way that could be easily updateable and could represent the current situation of the unstable area in the most reliable way. Thus back analysis for the past could be done, and decisions could be taken for the present and the future. This program includes the following:

Borehole investigations and piezometers installation. Three wire vibrated piezometers were installed at three different depths, in a borehole that was opened on bench 200. The position of this borehole was such, so that the trace of the borehole could be behind the slope face of the unstable area. The total length of the borehole is 240m, and it was opened with the hammer drilling method. Subsequently a geophysical logging program was carried through and it was consisted by the following geophysical borehole logging tools/runs: resistivity (DLL3), three-arm caliper (CAL3), natural gamma (NGRS), full waveform sonic (CBLS), temperature (TEMP), acoustic televiewer (ABIGR-40). The borehole logging was decisive in acquiring the following datasets:

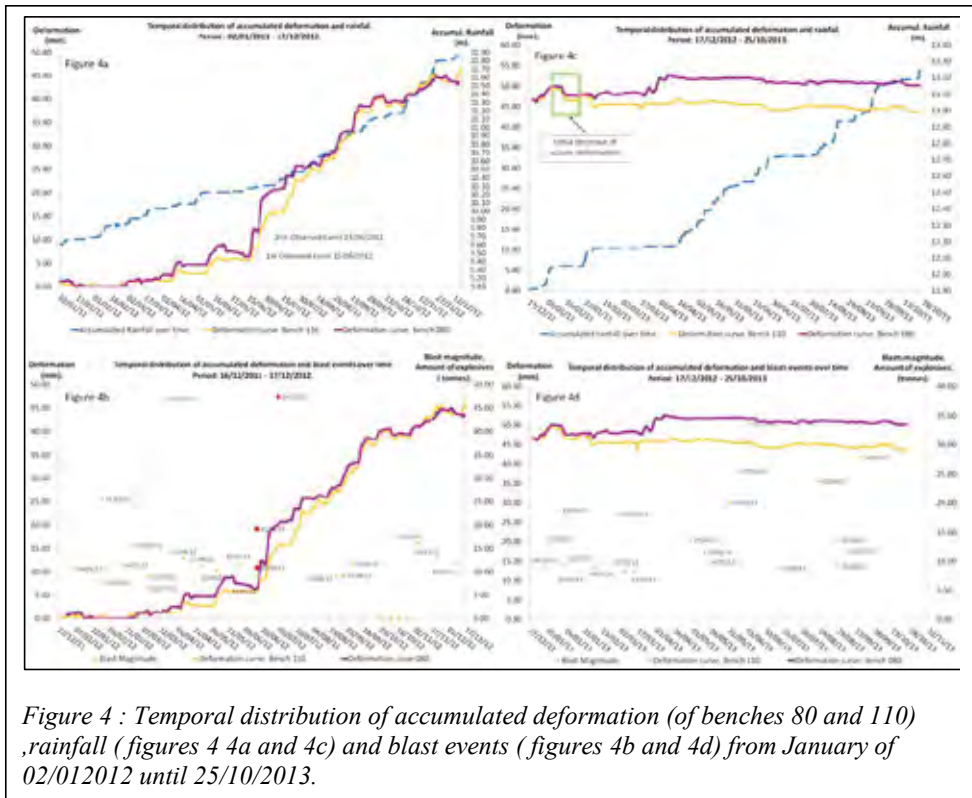
- Delimitation and characterization of fracture zones and individual joints, fractures and/or fissures. There were 30 fractures / joints that have been identified on the borehole logs. For each joint dip, dip direction, aperture, vertical and measured depth position were recorded. The presence of clay minerals in the fractures was also identified and recorded.
- Verification of lithological intervals.
- Determination of geomechanical properties at different depths. Poisson's Ratio (σ), Shear Modulus (μ), Bulk Modulus (k), Young's Modulus (E) were calculated, based on the interactively picked P-wave and S-wave arrivals as well as density values that previously determined from core samples by Titania AS.

For the installation of the piezometers the fully grouted method was selected where three piezometers were placed at three different depths (i.e : 80 m, 112m and 202 m). The selection of the depths was based on the borehole logs, as at those depths major fractured zones and water inflow were identified.

Monitoring the performance of the drainage holes. For this task, measurements of the water flow discharge from each drainage hole are taken on a weekly basis. The measurements are stored in a database and the performance of the drainage holes is monitored with the use of the following indexes: absolute weekly flow discharge, per hole and per bench totally. Average monthly, yearly flow discharge values. The term yearly corresponds to the hydrological year definition.

Long term monitoring of the daily rainfall height. With the use of the weather station as an instrument of the SSR, rainfall height is recorded every 15 min, and curves of accumulated rainfall are produced. From these data, rainfall height variation is calculated for every 15 minutes, and daily, monthly and yearly (in the hydrological meaning) records of rainfall height are kept.

Long term monitoring of the deformation pattern. Slope Stability Radar is in use since 2008, and huge amount of real time deformation data are stored. Up to the time point of the instability, there was not a unified deformation curve for each of the areas that showed instability in the past. That instability was a great opportunity to start a project where long term deformation curves were planned to be produced for specific areas of the open pit. For this case study two curves were produced, for each of the benches 080 and 110. It must be noted here that this is a very long and tedious procedure as the data are stored in folders which correspond to different periods. Additionally, the deformation data should be verified and "cleaned", as not all the recorded displacements are corresponding to real wall deformation. This is because sudden atmospheric changes can cause erroneous data, so someone should be



very careful in registering a recorded deformation as real wall displacement. These data were used in order to produce some quite useful graphs. Below, it is shown the temporal distribution of accumulated deformation (of benches 80 and 110), rainfall (figures 4 4a and 4c) and blast events (figures 4b and 4d) from January of 02/01/2012 until 25/10/2013. These graphs reveal the way that rainfall and blasting acted as event controlling parameters in the current instability event. During the 6 month period before the initialization of the instability, 12 blasts took place in a distance range between 0 and 400 meters from the unstable area. The amount of explosives that were used was at a range of 7 to 17 tonnes for each blast. In the same time there was 1,2 meters of precipitation. These two facts acted simultaneously as preparatory factors that were decreasing the overall stability of the wedge. Small stick slip movements have already started from February 2012, where small jumps in the graph were showing the reaction of the rock-mass after certain blasts. On 15/06/2012 two blasts took place 5 hours before the initiation of the deformation. The distances of the blasts were 0 and 145 meters from the toe of the wedge. The total mass of explosives that were used were 30 tonnes while 274.000 tonnes of ore were removed. The biggest one (19 tonnes of explosives, 165,000 tonnes of removed material) took place on the toe of the level 65, and it was detonated in order to reach level 50. From the comparison of graphs 4a and 4b it is derived that the main triggering factor was the blasts and not the rainfall, as in that period there were not excessive rainfall events. The following months, the joint contribution of rainfall and blasting is obvious in the displacement of the rock mass, and by the end of 2012 the total deformation was 45 mm.

The drilling of sub-horizontal drainage holes started on 20/11/2012 and it was finished on 07/01/2013. The days after the end of drilling, radar showed a decrease in the total deformation (figure 4c). The deformation data were checked thoroughly in relation to sudden atmospheric changes, so that any misinterpretation of erroneous data was avoided. The time period after the initial decrease in the deformation, there is a steady downwards trend of the total displacement, and on 25/10/2013, the value of accumulated displacement was 48 mm for the bench 110 and 41 mm for the bench 80. That is a total decrease in deformation of 4mm and 5 mm respectively for each bench (in relation to the maximum value of 52mm that was measured on January of 2013). That decrease happened despite the fact that there were 1,08 meters of rainfall height and 20 blasts that took place in a range of 400 meters around the unstable area. That is a clear indication that the horizontal drains are draining the rock mass adequately so that the overall water pressures behind the slope are kept below that limit that could induce further the instability.

The second series of graphs is used for the evaluation of the effectiveness of the sub horizontal drainage holes (figure 5a to 5d). Weekly measurements of discharge flow were plotted along with the height of the rainfall of the events that were closest to the date of discharge measurement (figures 5a to 5c). These graphs are showing a quite good correlation between rainfall events and discharge flow rate, as peaks in rainfall are coincident with peaks

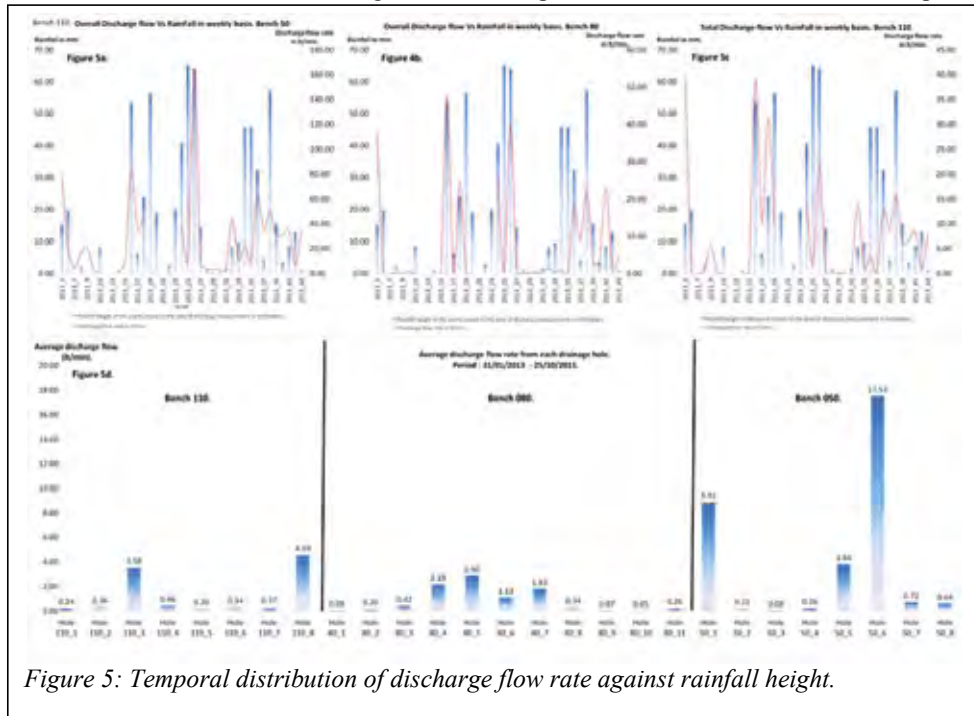


Figure 5: Temporal distribution of discharge flow rate against rainfall height.

in discharge flow. Of course the time span between the rainfall event and date of measurement is playing a significant role in that pattern. The closer these two dates are the better the correlation is. The highest value of overall discharge that was measured was 227 lt/min, while the lowest was 1.3 lt/min.

In figure 5d it is also shown the average discharge flow rate from each hole. From this plot it can be seen that the drainage holes that are intersecting major fractures that are conducting water, are the ones that have the highest discharge. Thus holes 110_3 and 50_1 are

intersecting the eastern limit/fracture zone of the wedge, while holes 110_8 and 50_6 are crossing the western limit of the unstable area which is the contact between diabase and ilmenite. These fractures zones were identified in the kinematic analysis as the failure planes while at the conceptual groundwater model they were identified as conductors of groundwater inside the rock mass. As far the bench 80 concerns, it is shown that holes which are placed in the middle part of the bench and not at the edges are the most productive. The back reason for that is that these holes are intersecting the fault F50_1 (60/284). That fault was identified as the key structure in this bench (figure 3) as it is dipping counter currently in relation to the dip direction of the slope, diverting the groundwater behind the slope face and inside the rock mass.

The final series of graphs shows the variation of water pressures in relation to the accumulated rainfall, to the 15 minutes rainfall variation and to the deformation of the slope face (figure 6). Regarding the temporal distribution of water pressures and rainfall, it is shown that that changes in rainfall are resulting changes in water pressures, as it was expected. The interesting thing about these graphs is that they used in order to depict the way that rainfall, discharge and deformation are interacting with each other. Thus it is shown that despite their variations, water pressures and rainfall are not affecting the deformation pattern of the unstable tetrahedron, as there no increments in deformation that are coinciding with increments in water pressures and rainfall. That is a strong indication that the unstable area is drained adequately. The constant updates of these graphs will reveal quite easily the limit of water pressures, above of which the unstable area will start to be displaced again. That will be a strong base for deciding or not drilling of new holes on the slope.

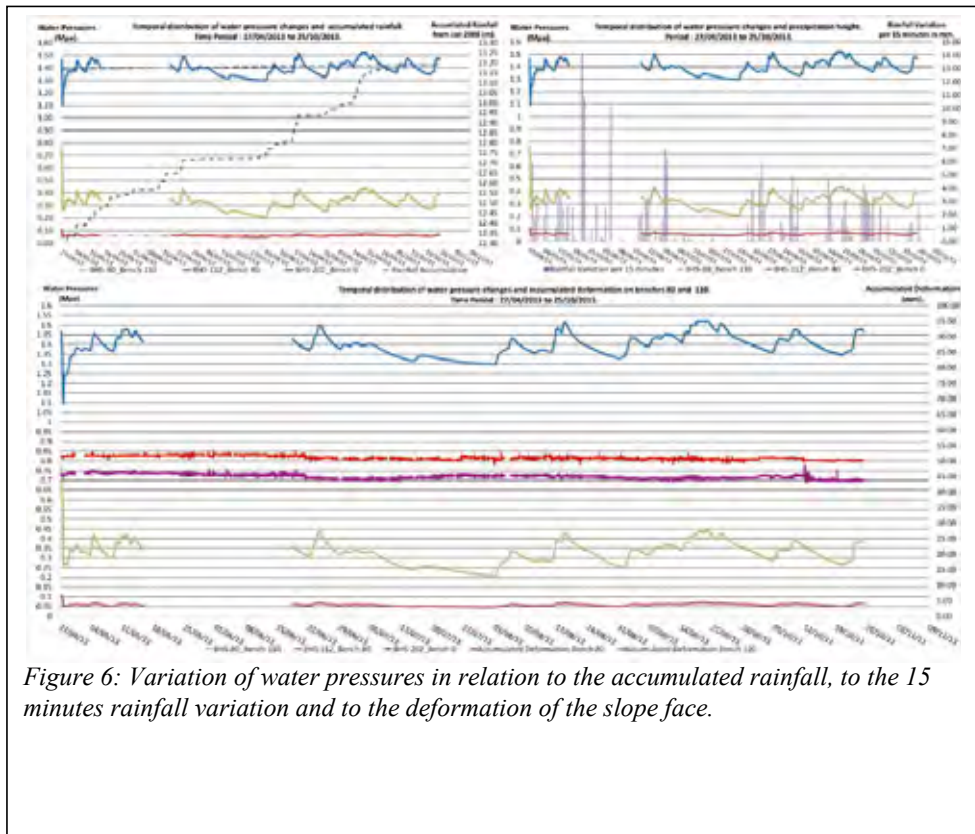


Figure 6: Variation of water pressures in relation to the accumulated rainfall, to the 15 minutes rainfall variation and to the deformation of the slope face.

Finally these graphs are showing that the water pressures behind benches 80 and 110 are at a range of 0.05 MPa and 0.35 MPa respectively, while the pressures at bench 0 are at a range of 1,5 MPa. This huge difference is due to the fact that bench 0 has not reached yet, and thus it is not drained yet by sub-horizontal drainages. This value represents the undrained conditions behind the slope face.

From the description above, it is derived that these three series of graphs can give a holistic picture of the unstable by correlating water pressures, deformation, discharge flow from drainages, rainfall and magnitude of blasting. By updating these graphs a clear picture of the progress of the phenomenon is given. At the same time these correlations can give valuable information about the way that the event controlling parameters are acting on the instability, by showing when an event inducing factor acts as a preparatory one and when as a triggering one.

2. FUTURE CHALLENGES RELATED TO STABILITY ISSUES.

2.1 *The Skogestad expansion pit to the east.*

Titania's open pit is divided in two smaller pits: The Tellnes pit and the Skogestad east expansion. The Tellnes pit operation will reach its final pit depth in 2070, with no further cutbacks envisaged. The Skogestad pit expansion program is planned to finish at the same time as the Tellnes operation for ore blending purposes. The Skogestad east expansion commenced in 2008, to allow the appropriate blend of ore types and grades, over the remaining life of mine. For this purpose the overall slope angle of the final wall has been determined based on assumed slope angles from historical slope performance without any specific geotechnical slope designs for the planned slopes. Historically there have been numerous slope instability occurrences, particularly on the hangingwall slopes in Tellnes Pit. The expanded Skogestad expansion is within different structural domains from the Tellnes operation and requires detailed attention. To date there has been insufficient data, such as a reliable slope design to be performed (Nilsen et al. 2012).

Thus an ongoing procedure of slope design is currently performed in which the final purpose is to define the best possible overall slope angle that could ensure the safety of operations and the maximization of ore extraction.

A very important step of that procedure is the depiction of the ground water flow regime, as changes in water pressures behind the walls along with blasting, are the triggering factors of those events. As a result a groundwater model is currently being compiled which is aiming at two different directions.

The first objective is to examine and establish the relationship of groundwater flow with the stability issue. A reliable depiction of the water flow behind the slope faces will be given and will help a lot in understanding the way that water induces the slope failures. Even if no seepage appears on the slope face water may be at significant pressure within the rock mass. As it is the water pressure and not the rate of flow which is responsible for instability in slopes, piezometers installation, are of great importance.

The second objective is to establish the relation between surface water (e.g. lakes) and groundwater bodies. The close proximity of the mine to the tailings lake and to other lakes which are on the perimeter of it is one of the greatest challenges.

It is very important to note that for each of these objectives the conceptual model should be performed at different scales. For the first objective the scale should fit at the scale of one or two benches (1/2.000 max), while at the second objective the scale should be at the range of

1/10.000 max. In Figure 7 it is shown a workflow diagram for the compilation of the conceptual groundwater model. As you can see in order this workflow to be accomplished, two are the core procedures that will lead to the successful completion of the task: i) reliable data gathering, ii) reliable data processing.

To that direction a program of mapping the discontinuities inside and around the pit has already started. The following features are recorded: number of sets, orientation, spacing, persistence, density, aperture, wall coatings and infillings, and GSI. Although GSI is mainly used in assessing the geomechanical properties of the rocks, it could be also considered to be an important parameter in giving an image of the fracturation of the rock mass, and of its fracture density.

Finally in order to compile the groundwater model with the highest possible accuracy and to have a strong basis for compiling groundwater and geotechnical numerical model in the future, 9 boreholes are going to be opened in 2014 around the open pit with a total length of about 2600 meters. Piezometers are going to be installed at three different depths, and they will provide us information regarding the water pressures distribution inside the rock mass. Televiewing methods are going to be utilized as well. These methods will provide us valuable information regarding the spatial distribution of the fractures and their characteristics. These data will be used for the design of the overall slope angle of the Skogestad area.

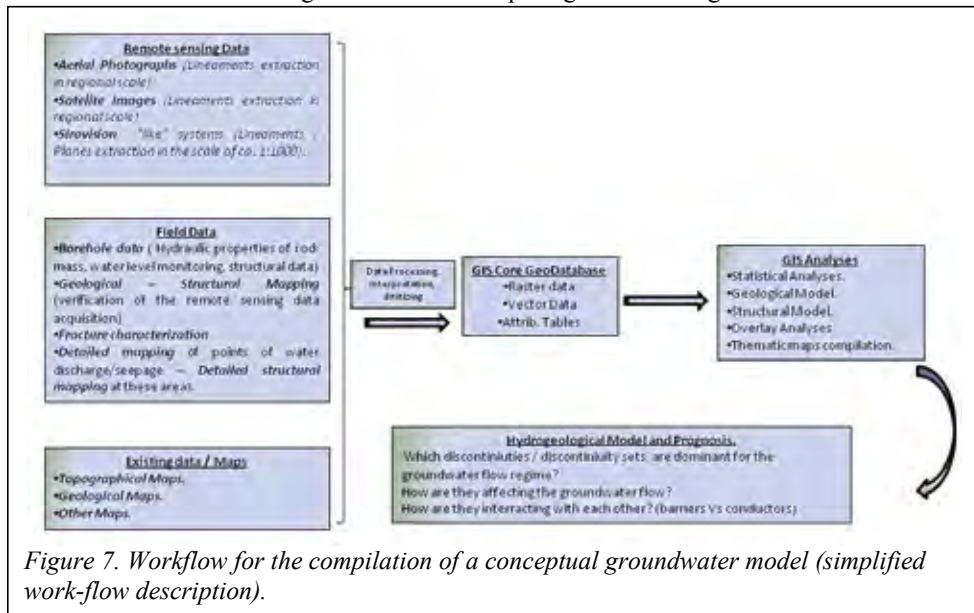


Figure 7. Workflow for the compilation of a conceptual groundwater model (simplified work-flow description).

2.2 Slope Instability and hazard management. A long term and an unending challenge.

For every modern mining industry, the main aim of its pit design is to provide an optimal excavation configuration in the context of safety, ore recovery and financial return. Stockholders and operators expect the slope design to establish walls that will be stable for the life of the open pit, which in some cases may extend beyond closure (Stacey 2010).

In the light of this statement, the main challenge regarding the slope stability is to fulfil three inelastic conditions at the same time:

- Safety of people and equipment;
- Sustainable continuation of production;

- Best possible budget allocation and planning in the extent of at least one year ahead, regarding the safety and/or remedial measures.

The phenomenon of slope failures is a very complex phenomenon, where a great number of event controlling parameters are interacting with each other, in a way that a failure can happen. Not only the event-controlling parameters, but also the way that these parameters are interacting with each other must be considered. For the study of a standalone event the depiction of the interaction between the event controlling factors can be a quite straight forward procedure. But at the scale of the whole mine with differential spatial and temporal distribution of the event controlling parameters and their interaction, depiction is very difficult. That is because the way that these factors are interacting with each other (in terms of time and space) have never be quantified before, and the importance of each parameter to the final result, is a field where there is a great need for a lot of research to be made.

The optimal goal of a research program for the mining industry should be a streamline procedure where landslide hazard maps can be generated with the use of GIS system, in a simple and clear way. These maps should be easily updateable and versatile for usage at different operational conditions/environments. Slope instability and failure hazard should be calculated and depicted spatially, so that prediction of failures can be made in periods which coincide with the periods of production plans. Thus the final cartographic products should depict failure hazard in short, medium and long term periods:

- Short term landslide hazard maps (3 months). This map will be focused to those areas of the mine where the production will take place the following three months
- Medium term hazard maps (1 and 2 years). This map will be focused to those areas of the mine where the production will take place the following 1 and two years.
- Long term hazard maps (5, 10 and 60 years) will show potentially unstable areas that are associated with the overall angle of the mine slopes.

This procedure along with the monitoring techniques would be able to provide a holistic treatment of the slope instabilities, in such a way that safety, production continuation and best possible budget allocation can be fulfilled at the same time.

References:

1. Barton, N.R. (1974): A review of the shear strength of filled discontinuities in Rock. Norwegian Geotechnical Institute, Pub. No. 105
2. Barton, N.R. and Bandis, S. (1983): Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. Issues in Rock Mechanics – Proc. 23rd US Symp on Rock Mechanics, Berkeley, CA, Soc. Mining Eng. of AIME, 739-60.
3. Grieth, E. & Krause, H., 1973: Die ilmenitlagerstätte Tellnes (Sud-Norwegen). Norsk Geologisk Tidsskrift, Vol 53, pp. 359-402.
4. Gudmundsson, A., 2000. Active fault zones and groundwater flow. Geophys. Res. Lett. 27, 2993–2996.
5. Nilsen B., Jonny Sjöberg J., Steffen O.K.H (2012): Report of the THIRD MEETING OF THE GEOTECHNICAL REVIEW BOARD TITANIA TELLNES MINE SEPTEMBER 4–6, 2012. Internal archive of Titania A/S.
6. Phillips, O.M., 1991. Flow and Reactions in Permeable Rocks, Cambridge University Press, Cambridge.
7. Read J. & Stacey P., (2010): Guidelines for open pit design. CSIRO Publishing, pp. 1-2.
8. Carlsen T.A. (1997) Geometry of fracture zones and their influence on the ore quality at the Tellnes ilmenite mine, Rogaland. NGU Report no. 97.031.

**KORRELASJON MELLOM Q-VERDIER FRA KJERNEPRØVER OG SEISMISKE
HASTIGHETER FOR E39 ROGFAST****Correlation between Q-values from core samples and seismic for E39 Rogfast**

Ingeniørgeolog Hans Christian Gjelsnes, Norconsult AS

Ingeniørgeolog Jonas M. Eidesen, NCC Construction AS

SAMMENDRAG

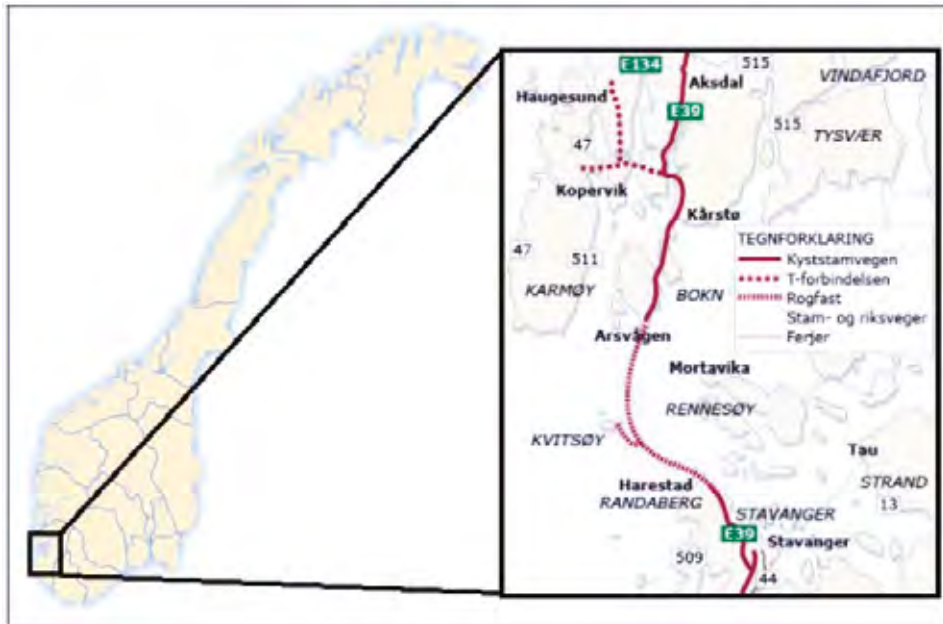
Rogfasttunnelen er en del av et ferjefritt E39 og vil bli verdens lengste undersjøiske vegtunnel. Som en felles del av de to masteroppgaver ved NTNU, av Hans Christian Gjelsnes og Jonas M. Eidesen, ble det samarbeidet om en gjennomgang av grunnforholdene på Rogfast. I denne gjennomgangen av grunnforholdene ble det forsøkt laget en korrelasjon mellom Q-verdier fra kjerneprøver og seismiske hastigheter fra refraksjonsseismikk. Ved å gå systematisk igjennom bergmassekvaliteten i kjerneboringene og vurdere hvilke seismisk hastigheter som kunne knyttes opp mot Q-verdier fra kjerneprøvene, ble det laget en korrelasjonsformel for Rogfast. Det er flere usikkerheter som er knyttet opp til en slik korrelasjonsformel og det er flere potensielle feilkilder. Likevel kan denne metoden være en måte å estimere forventet bergmassekvalitet og sikringsomfang. Denne type sammenligning kan være et bra supplement til andre typer korrelasjoner mellom Q-verdi og seismisk hastighet.

SUMMARY

The Rogfast tunnel is part of the ferry-free E39 project, and will be the world's longest subsea road tunnel. As part of the two master theses by Hans Christian Gjelsnes and Jonas M. Eidesen, the two of them were cooperating for making a correlation between Q-values from core samples and seismic velocities. By systematically going through the rock mass quality from the core drillings and evaluating which seismic velocities that could be linked to Q-values from core samples, a correlation formula for Rogfast was made. There are several uncertainties related to such correlation formula and there are several potential sources of error. However, this method could be used to estimate the rock mass quality and the amount of rock support. This type of comparison can be a good supplement to other kinds of correlations between Q-value and seismic velocity.

INNLEDNING

Som en del av Statens Vegvesen sitt prosjekt om et ferjefritt E39, er Rogfast et av flere prosjekt som omhandler fjordkryssinger. Prosjektet er kalt Rogfast og går fra Randaberg, i sør, til Årsvågen på Bokn i nord. Som en del av prosjektet skal Kvitsøy kobles inn på tunnelen og bli landfast. Figur 1, viser plassering av trasen. Prosjektet er foreløpig i planfase (SVV, 2013).



Figur 1 Oversikt over plassering av trase (modifisert etter SVV, 2013).

Selve hovedtunnelen vil bli verdens lengste undersjøiske tunnel på 25,5 km (2 løp). Tunnelen vil også bli den dypeste i verden. Det laveste punktet i tunnelen vil ligge på om lag 385 m under havoverflaten. Det har blitt gjennomført omfattende ingeniørgeologiske undersøkelser, blant annet flere kjerneboringer og refraksjonsseismikk. I tillegg til å være et stort og krevende prosjekt, vil Rogfast by på krevende ingeniørgeologiske forhold i henhold til de utførte forundersøkelsene. Som en felles del av de to masteroppgaver ved NTNU, av Hans Christian Gjelsnes og Jonas M. Eidesen, ble det samarbeidet om en gjennomgang av grunnforholdene på Rogfast. I gjennomgangen av grunnforholdene ble det forsøkt laget en korrelasjon mellom Q-verdier fra kjerneprøver og seismisk hastigheter for Rogfast.

Denne artikkelen vil fokusere på de utførte kjerneboringene og den utførte refraksjonsseismikken, og hvordan korrelasjonen mellom Q-verdiene fra kjerneprøvene og de seismiske hastighetene ble til. Det vil bli gitt en kort oversikt over geologiske forhold ved Rogfast. Deretter en presentasjon av de aktuelle kjerneboringene og den aktuelle refraksjonsseismikken, samt metodikken som ble benyttet for å lage korrelasjonen. Tilslutt vil resultatet bli presentert og diskutert.

Artikkelen vil ikke omhandle eventuelle forundersøkelser som er utført etter mai 2013.

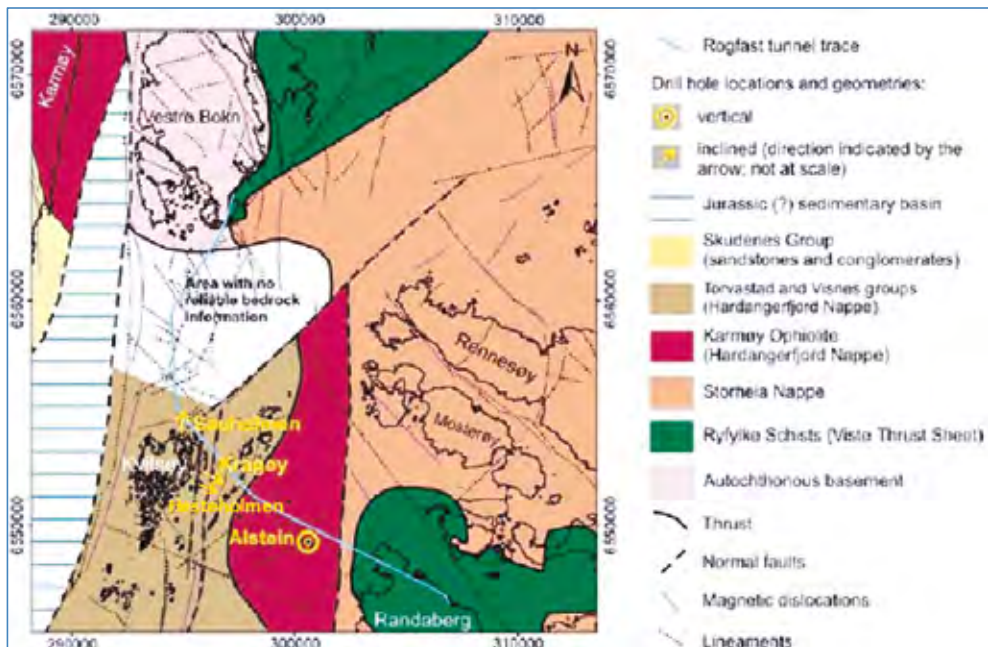
GEOLOGISKE FORHOLD VED ROGFAST

Den regionale geologien rundt Rogfast er komplisert. I området ved Rogfasttunnelen er det flere skyvedekker som er skjøvet over den observerte grunnfjellsgneisen ved Vestre Bokn. Disse skyvedekkene er Vistedekket, Storheiadekket, Boknafjorddekket og Hardangerdekket, der førstnevnte ligger underst og sistnevnte øverst. Tabell 1 og figur 2, gir en oversikt over de forskjellige bergartene man kan forvente i de forskjellige skyvedekkene.

Tabell 1 *Geologisk oversikt over de forskjellige skyvedekkene i nærhetene av Rogfast (NGU, 2011).*

Hardangerfjord dekke	Torvæst og Visnes gruppe	Midtre til øvre ordovicium – overflatebergart som ligger over Karmøy ofiolitten – består av grønnstein/skifer, putelava, lavabergarter, tuff, svartskifer og diabasganger
	Karmøy ofiolitt	Nedre ordovicium – nedre ordovicium – gabbro – intrusiv, mafisk og ultramafisk bergart
Storheia og Boknafjorden dekke		Proterozisk granittisk gneis, amfibolitt og glimmerskifer med noen linser med marmor
Viste forkastningsdekke		Kambrium – ordovicium – kvartsnik Ryfylke skifer (fyllitt og glimmerskifer)
Prekambrisk grunnfjell (stedegent)		Granittisk til diorittisk gneis med noen kroppar med gabbro – dekket med et tynt fyllittlag fra kambro-silur

Generelt er tykkelsen av de forskjellige skyvedekkene ikke kjent i detalj og det er ikke sikkert hvordan bergartsgrensen har blitt til (NGU, 2011). Flere mulige geologiske modeller er laget på bakgrunn av kjerneboringer fra Alstein, Kvitsøy, Hesteholmen og Sauholmen, og andre grunnundersøkelser.

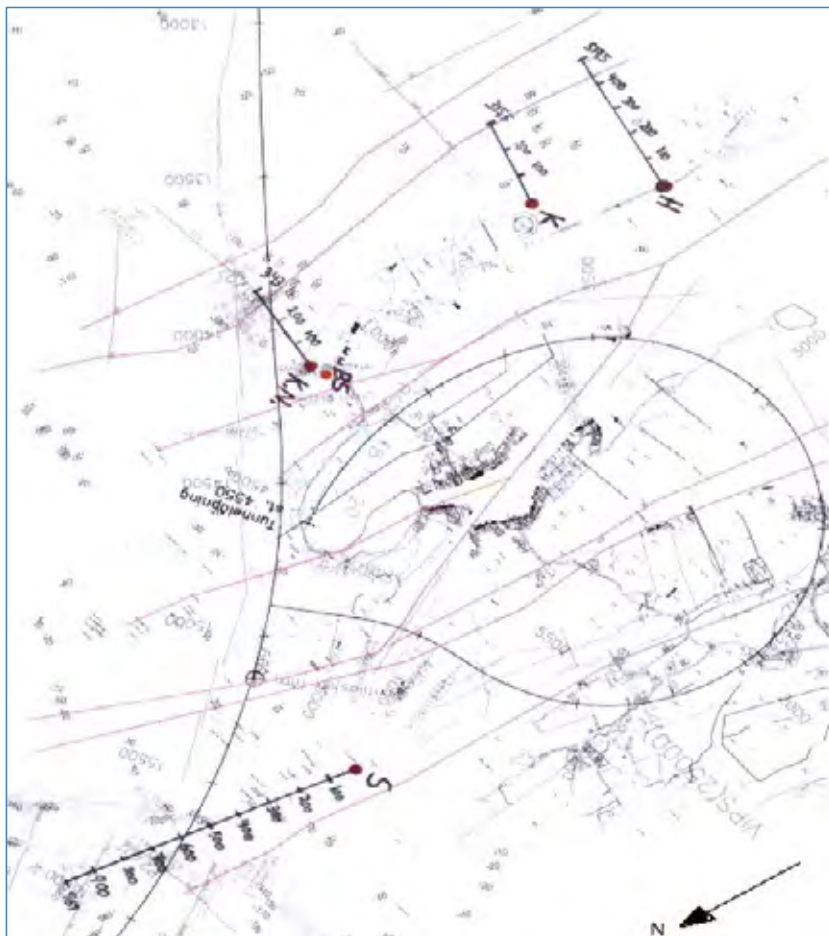


Figur 2 *Et foreslått geologisk kart over området. Tunnelens beliggenhet er vist med blå linje (NGU, 2011).*

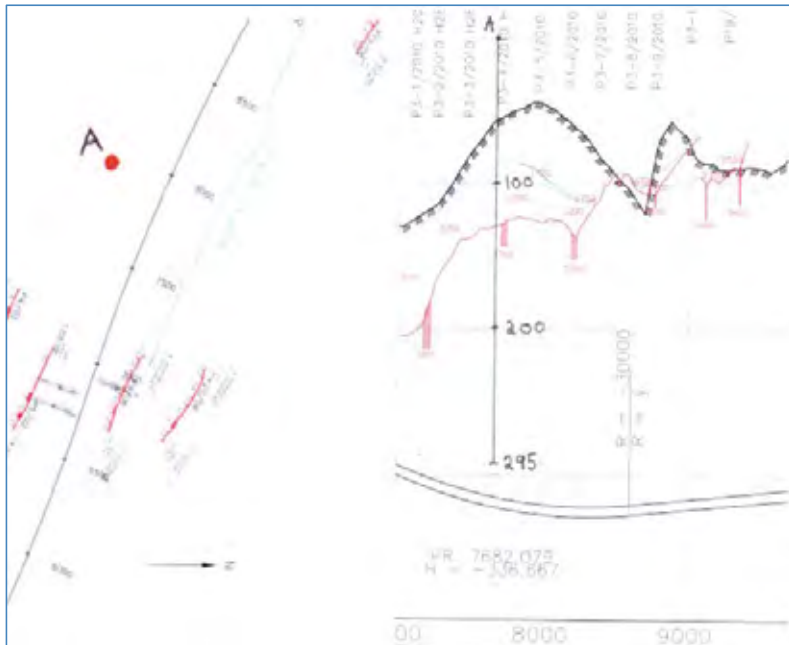
Som beskrevet, er det relativ stor usikkerhet om geologien. Spesielt er mektigheten og grensene til de forskjellige skyvedekkene uklare, som gjør fordelingen av bergartstyper vanskelig. Overgangen mellom to skyvedekker danner gjerne en tilnærmet flat bergartsgrense, og det må forventes å være noe mer oppsprukket i skyvegrensene. Spesielt uheldig er det hvis tunnelen skjærer igjennom skyvegrensene flere ganger.

OVERSIKT OVER UTFØRTE KJERNEBORINGER OG SEISMIKK

Som nevnt har det blitt utført kjerneboringer og seismikk i flere omganger for Rogfast. Det er 5 kjerneboringer som har vært med i korreleringen av Q-verdier fra kjerneprøvene og seismisk hastighet. Det er Krågøy, Krågøy Nord, Hesteholmen, Sauholmen og Alstein, se figur 3 og 4. Nærbilder av kjerneboringene og den utførte seismikken er gitt i figur 5, 6 og 7. Disse figurene brukes som grunnlag for å finne kjerneboringenes plassering i forhold til utført refraksjonsseismikk. Etter skjønn har en forsøkt å finne relevante kjernelengder som kan korrelere mot de seismiske hastighetene i området.



Figur 3 Plantegning med seismikk og påtegnet kjerneboringer gjort ved Hestholmen (H), Krågøy (K), Krågøy nord (K.N.), bergspenningsmåling Krågøy nord (B.S.) og Sauholmen (S) (modifisert etter COWI, 2013)



Figur 4 Plantegning og profiltegning med påtegnet kjerneboring ved Alstein (A). Ved høyre bilde er boringen ved Alstein projisert vinkelrett inn på trasen (modifisert etter COWI, 2013).



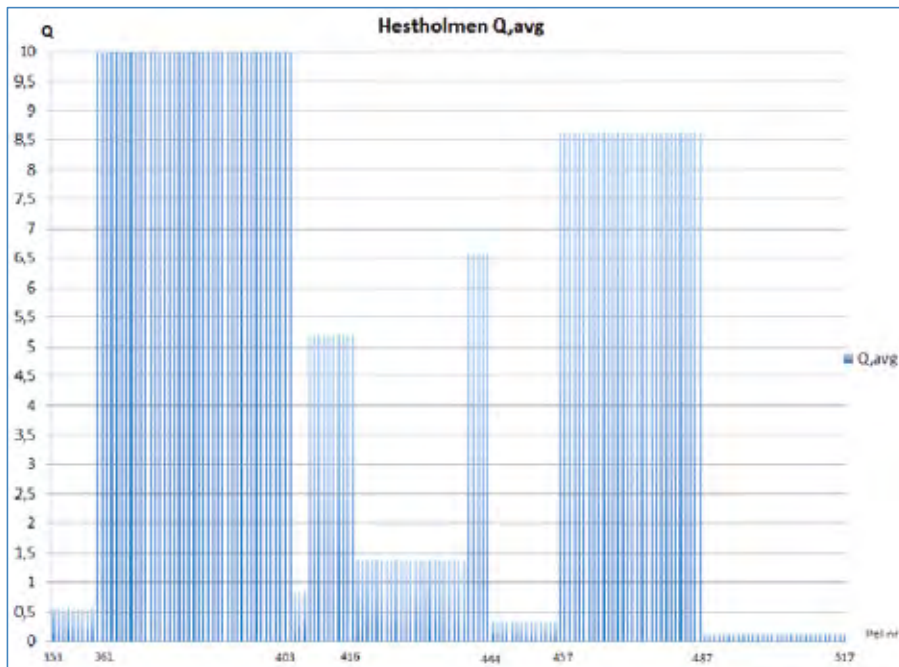
Figur 5 Nærbilde av Hesteholmen og Krågøy, og seismiske hastigheter fra refraksjonsseismikk i nærheten. Pilen viser at den seismiske hastigheten i nærheten er 3200 m/s (modifisert etter COWI, 2013).

OVERSIKT OVER BERGMASSEKVALITETEN TIL KJERNEPRØVENE

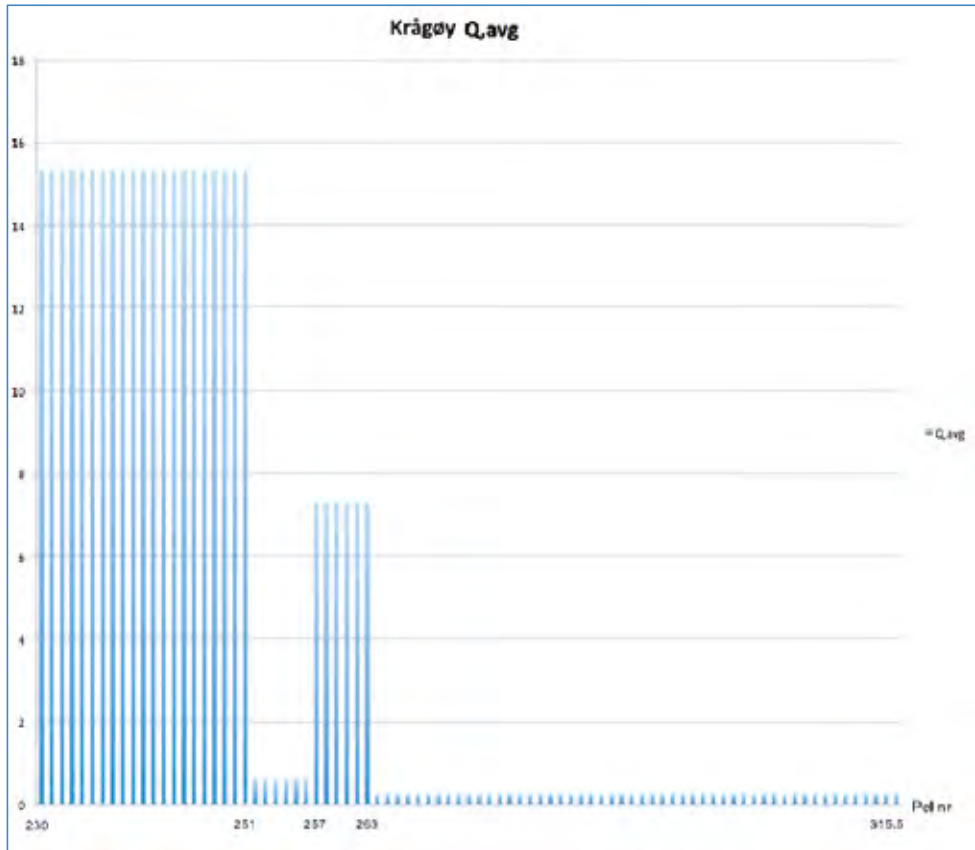
For å få en oversikt over bergmassekvaliteten til kjerneprøvene ble det laget histogrammer som viser Q-verdier over lengre seksjoner for hvert borhull. Histogrammene med gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi (Q, avg) i kjerneboringene er gitt i figur 8, 9, 10 og 11. Histogrammene gir en oversiktlig fordeling over bergkvaliteten i de forskjellige borhullene. Hele lengden til borhullet er ikke representert. Dette er fordi det er valgt ut den delen som kan sammenlignes med seismisk hastigheter (se figur 3). Det er ikke laget et histogram over Alstein.

På grunn av enkelte områder med sprikende Q-verdi, ble det nødvendig å definere en grense. Denne grensen er blitt satt til $Q \leq 1$, en seksjon med kjernemeter på 3 m eller lengre med $Q \leq 1$, blir regnet som en svakhetssone eller en strekning med dårlig bergkvalitet. Ellers er histogrammene delt opp etter skjønn og gitt en gjennomsnittlig Q-verdi, slik at et en kan få oversiktlig bilde av bergmassekvaliteten til kjerneprøvene og dermed lettere avgjøre hva slags Q-verdi som kan være representativ for å korrelere mot seismisk hastighet i området.

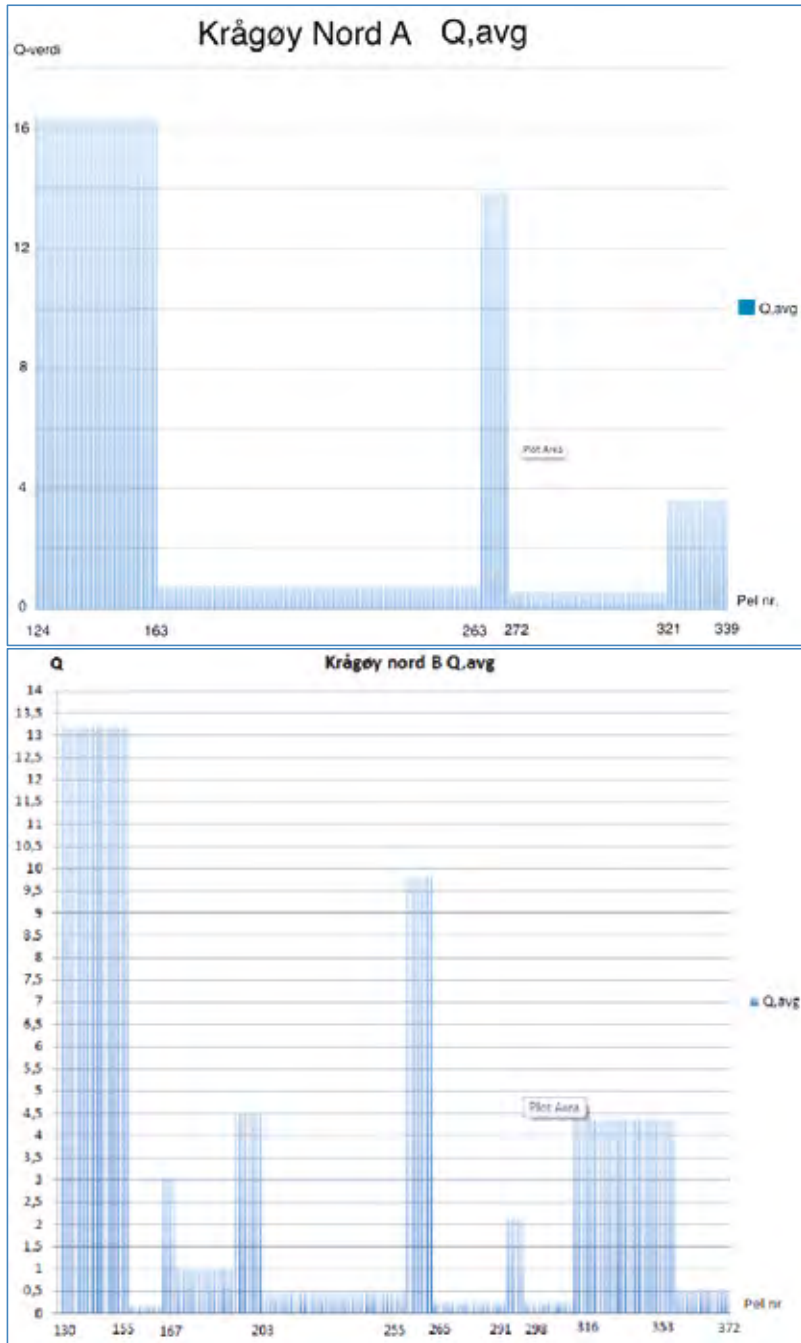
På grunn av kollaps i noen av borhullene under kjerneboring. Har det blitt boret avgreiningshull, det har i enkelte tilfeller hvert nødvendig å lage histogram også for avgreiningshullene. Som for eks. ved Krågøy nord og Sauholmen, se figur 10 og 11.



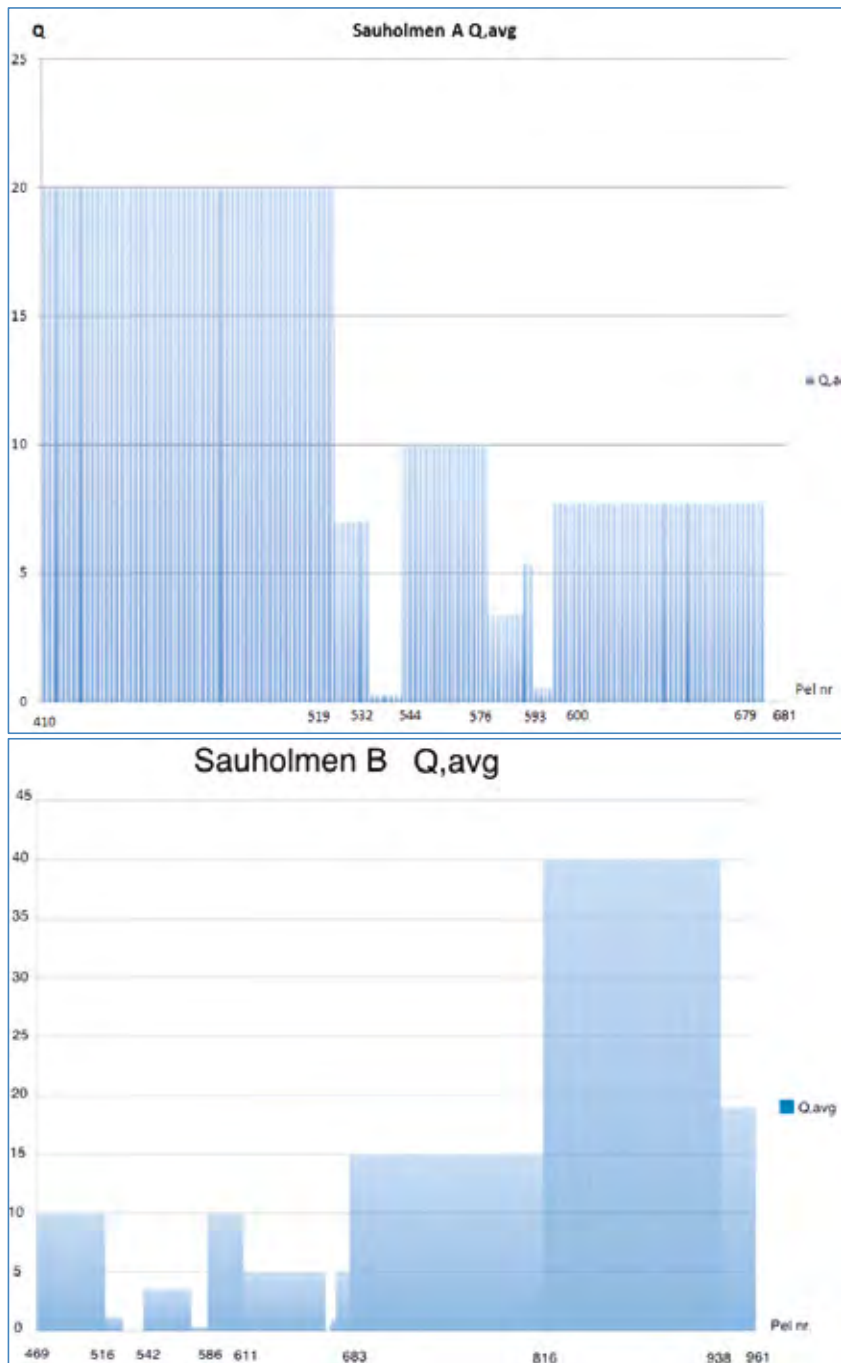
Figur 8 Gjennomsnittlig fordeling av Q-verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Hestholmen.



Figur 9 Gjennomsnittlig fordeling av Q -verdi langs en utvalgt del av borchullet ved Krågøy.



Figur 10 Gjennomsnittlig fordeling av Q -verdi langs en utvalgt del av borhullet ved Krågøy Nord, hull A øverst og hull B nederst.



Q-verdiene er delvis hentet fra kjernelogging utført av Statens Vegvesen og undertegnede. Det ble også gjort en nærmere bergmassebeskrivelse fra kjerneprøvene under gjennomgangen av kjerneprøvene på lageret hos Statens Vegvesen Region Vest. Med på gjennomgangen var også Professor Bjørn Nilsen og ekstern veileder Øyvind Dammyr begge fra NTNU.

SAMMENSTILLING AV Q-VERDI OG SEISMISK HASTIGHET

På bakgrunn av den innhentede informasjonen, er det forsøkt å bestemme en Q-verdi for en lengde som kan sammenlignes opp mot målt seismisk hastighet i området, se tabell 2.

Tabell 2, gir en oversikt og en kort begrunnelse over hvilken Q-verdi som sammenstilles med hvilken seismisk hastighet. Tabellen forteller også hvor i borhullet sammenligningen er fra. For kjerneboringer hvor det er boret flere avgreiningshull på samme sted, har det blitt forsøkt å sammenligne Q-verdiene og gi en verdi som er representativ, de Q-verdiene som er i begrunnelsen er ofte gjennomsnittlige verdier. I enkelte tilfeller vurderes ikke gjennomsnittlig Q-verdi å være representativt, ettersom det har en tendens til å gi veldig høye verdier. Når det er tilfelle, gjøres det en vurdering om den høyeste eller laveste Q-verdien er mest representativ. Det henvises også til figurer som har vært relevante for å sammenligne Q-verdi og seismisk hastighet.

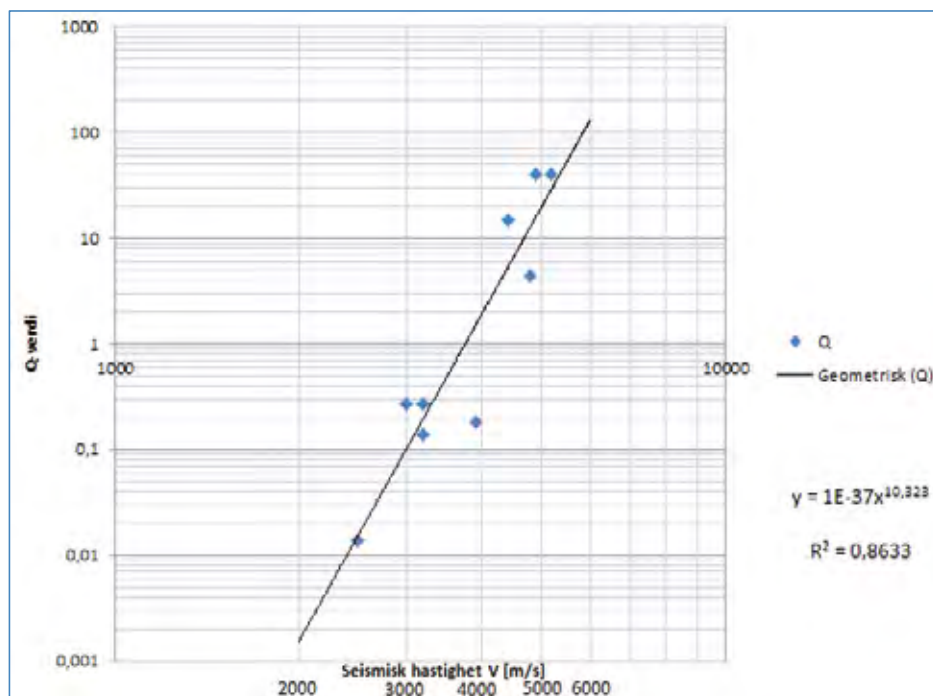
Tabell 2 Sammenstilling av Q -verdi og seismisk hastighet.

Borehull	Begrunnelse for Q	Q	Seismikk hastighet [m/s]
Hestholmen 487 – 517,5 m	Velger gjennomsnittsverdien fra kjerneprøvene. $Q = 0,14$.	0,14	3200 (Fra figur 5)
Krågøy 263 – 314 m	Velger gjennomsnittsverdien fra kjerneprøvene. $Q = 0,27$	0,27	3200 (Fra figur 5)
Krågøy Nord 272 – 320 m	Velger en konservativ tolkning og legger vekt på hull B. I lengden til hull A er det enkelte Q -verdier som trekker opp snittet sterkt og vurderes som ikke-representative. Hull A: 272 – 320 m, Q , snitt = 0,61 Hull B: 298 – 315 m, Q , snitt = 0,27	0,27	3000 (Fra figur 6)
Sauholmen 528 – 543 m	Hull A: 532 – 543 m, Q , snitt = 0,29 Hull B: 528 - 542 m, Q , snitt = 0,07 Velger gjennomsnittsverdien fra hull A og hull B.	0,18	3900 (Fra figur 7)
Sauholmen 667 – 681 m	Selv om dette er korte lengder antas de å representere den seismiske hastigheten på 2500 m/s. Hull A: 679 – 681 m: Q , snitt = 0,0125 Hull B: 667 – 670 m: Q , snitt = 0,015 Velger gjennomsnitt av hull A og hull B	0,014	2500 (Fra figur 7)
Krågøy nord 321 – 342,8 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 4,4.	4,4	4800 (Fra figur 6)
Sauholmen 683 – 816 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 15.	15	4400 (Fra figur 7)
Sauholmen 843-938 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 40.	40	4900 (Fra figur 7)
Alstein 150 – 208 m	Gjennomsnittsverdien til Q i dette området er på 41. Den seismiske hastigheten er hentet fra profilkartet.	41	5200 (Fra figur 4)

RESULTAT FRA KORRELASJON MELLOM Q-VERDI OG SEISMISK HASTIGHET

Dataen fra tabell 2 har blitt benyttet for å lage grafen i figur 12. Grafen illustrerer den statistiske regresjonen mellom Q og V (seismisk hastighet til p-bølgen), punktene er hentet fra tabell 2. Formel 1, viser korrelasjonsformelen som er utregnet ut i fra den statistiske regresjonen. Det ble benyttet potensregresjon og logaritmisk skala på både x- og y-aksen.

Denne potensregresjonen ga en høy R-kvadrert verdi (0,8633), noe som i utgangspunktet indikerer på en god korrelasjon. En R-kvadrert verdi på 1.0 vil være den teoretisk beste tilnærmingen. Siden det kun ble plottet inn 9 punkter som nesten fulgte en rett linje, ble R-kvadrert verdien høy. Med flere punkter (f.eks. 30) ville det mest sannsynlig blitt mer spredning i punktene og en lavere R-kvadrert verdi.



Figur 12 Statistisk regresjon mellom Q-verdi og seismisk hastighet.

$$Q = 10^{-37} \cdot V^{10.323} \quad (1)$$

Formel 1, er en regresjons formel hvor det ikke er benevning med i svaret. Den seismiske hastigheten (V) må være gitt i størrelse m/s, for at ligningen skal gi en Q-verdi. Tabell 3, viser resultater fra korrelasjon mellom seismisk hastighet og Q-verdi. Q-verdiene er regnet ut fra formel 1.

Tabell 3 Resultater fra korrelasjon mellom seismiske hastighet og Q -verdi, samt sikringsklasse fra Statens Vegvesen.

Seismisk hastighet [m/s]	Q-verdi (Formel 1)	Sikringsklasse (SVV, 2010)
5500-6000	40 - 100	I
5000-5500	15 - 40	I
4500-5000	5 -- 15	II og I
4000-4500	1,5 - 5	III og II
3800-4000	0,5 - 1,5	IV og III
3200-3600	0,1 - 0,5	IV
2800-3200	0,04 - 0,1	V
2500-2800	0,01 - 0,04	
2000-2500	0,001 - 0,01	VI

Til sammenligning har NGI utført en korrelasjon som tar hensyn til at de høyeste seismiske hastighetene som er registrert tilsvarer en Q -verdi på 10-40, som er erfaringsmessig de høyeste Q -verdiene fra stoff i de nærliggende tunnelanleggene. I tillegg er korrelasjonen kalibrert med hensyn på bergspenninger og ulike bergarter (NGI, 2010). Tabell 4, viser resultatene fra NGI sin korrelasjon.

Tabell 4 Viser korrelasjon mellom seismisk hastighet og Q -verdi, samt sikringsklasse fra Statens Vegvesen (modifisert etter NGI, 2010)

Seismisk hastighet [m/s]	Q-verdi (NGI)	Sikringsklasse (SVV, 2010)
5500-6000	10 -- 40	I
5000-5500	4--10	II
4500-5000	1 -- 4	III
4000-4500	0,4-1	IV
3600-4000	0,1-0,4	
3200-3600	0,04-0,1	V
2800-3200	0,01-0,04	
2500-2800	0,004-0,01	VI
2000-2500	0,001-0,004	

DISKUSJON

Ved sammenligning av tabell 3 og tabell 4, ser en at tabell 4 gir en mer konservativ tilnærming enn tabell 3. Legger en vekt på tabell 4, vil en forvente dårligere bergmassekvalitet og et større sikringsomfang. En kan tenke seg at en Q -verdi på 100, i tabell 3, kan være vel høyt, men det ble registrert Q -verdi på 100 for noen kjernemetere under kjerneloggingen. Likevel, er ikke resultatene i de to tabellene så veldig langt fra hverandre og begge tabellene har Q -verdier som kan virke rimelige.

Sammenligning mellom seismisk hastighet og Q-verdier fra kjerneprøver har helt klart flere usikkerhetsmomenter. Det er en rekke faktorer som kan påvirke resultatet av en slik korrelasjon, noen av dem er listet opp under:

- Det er kun 9 sammenligninger i denne korrelasjonen. Det bør helt klart være flere sammenligninger for å få et bedre statistisk grunnlag.
- I enkelte sammenligninger er den utførelsesavstanden mellom refraksjonsseismikken og kjerneboringen stor. Det gjør at det kan være vanskelig å velge hvilke del av kjerneboringen som kan sammenlignes med den seismiske hastigheten.
- Q-verdi fra kjerneprøver og Q-verdi fra tunnelstuff kan gjerne fravike i enkelte tilfeller. Blant annet er antall sprekesett (J_n) vanskelig å gi en konkret vurdering på ved kjerneprøver, i tillegg kan vannforholdene (J_w) bli vurdert forskjellig.
- Sammenligningene bør helst være fra samme geologiske formasjon. Her er 8 av 9 punkter i korrelasjonen fra Torvastad og Visnes formasjonen (svartskifer), mens punktet fra Alstein tilhører Karmøyformasjonen (gabbro). Rogfast vil bli 25 km lang og vil gå igjennom flere ulike geologiske formasjoner. Bergspenningene vil også sannsynligvis variere i de forskjellige formasjonene.
- Det er potensielt flere feilkilder ved bruk av refraksjonsseismikk. Blant annet kabelheng, sjikt med lavere hastighet enn det overliggende, blind soner med refrakterte bølger som når overflaten senere enn fra en dypere grense, og andre generelle feilkilder ved utførelse og tolkning. Dette gjør at en kan få seismiske hastigheter som ikke samsvarer spesielt godt med bergmassekvaliteten i kjerneboringene.
- Nøyaktigheten til refraksjonsseismikken er veldig usikker dypere enn 10 m, mens boringene ved Rogfast går langt dypere (ned mot 300 m). Mange svakhetssoner har en traktformet utbredelse, dvs. at de er bredest på overflaten og blir smalere med dypet. Dette medfører at bredden som oppfattes på seismikken vil antagelig være bredere, enn da sonen blir påtruffet med kjerneboringen eller i tunnelen.
- Den seismiske hastigheten i berg avhenger mye av hvor oppsprukket bergmassen er. Refraksjonsseismikken kan ikke fortelle noe om innholdet av leire, og nettopp leire har en innvirkning på hvordan en setter Q-verdi. For eksempel kan leirfylte sprekker oppfattes som tett bergmasse og gi høy seismisk hastighet, men en lav Q-verdi.

Ved å videreføre denne korrelasjon til steder hvor det bare er utført seismikk, er det som nevnt mange potensielle feilkilder. Det bør derfor brukes med fornuft, og en må være forberedt på at den estimerte bergmassekvalitet ikke alltid vil samsvare med den bergmassen en møter under driving.

SLUTTKOMMENTARER

En slik sammenligning mellom seismisk hastighet og Q-verdi fra kjerneprøver, kan være nyttig i forhold til å estimere forventet sikringsomfang i et prosjekt. For eksempel kan en knytte de utregnede Q-verdiene opp mot Statens Vegvesen sin sikringsklasse for veitunneler. Riktignok er det mange usikkerheter rundt en slik korrelasjon, og det anbefales at det kun brukes som et hjelpemiddel for å danne seg et bilde av hva en kan forvente seg av bergmassekvalitet og sikringsomfang. En slik korrelasjon kan være nyttig i prosjekter hvor det er vanskelig å gjøre feltkartlegging i dagen og hvor en kun har kjerneboringer på enkelte

områder. Denne type sammenligning kan være et bra supplement til andre typer korrelasjoner mellom Q-verdi og seismisk hastighet.

Til slutt vil forfatterne takke Ragnhild Øvrevik Slobodinski fra Statens Vegvesen Region Vest, hovedveileder Prof. Bjørn Nilsen og medveileder Phd. kandidat Øyvind Dammyr fra NTNU, for samarbeidet med masteroppgavene.

REFERANSER

COWI, 2013: Oversiktskart over utført seismikk, både profil- og plankart. Utdelt av hovedveileder Prof. Bjørn Nilsen den 06.02.2013.

NGI, 2010: "Rogfast - Geologisk samlerapport". Norges Geotekniske Institutt. 58 s.

NGU, 2011: "Geological investigation by drill core logging for the Rogfast project". Report 2011.34. Norges Geologiske Undersøkelser.

SVV, 2010: Handbok 021 - Vegtunneler, Statens Vegvesen. Vegdirektoratet.

SVV, 2013: <http://www.vegvesen.no/Europaveg/e39rogfast>. Hentet 04.03.13. Statens Vegvesen.

RESISTIVITET FOR KARTLEGGING AV SVAKHETSSONER I FJELL I MARINE MILJØ. MULIGHETER OG BEGRENSNINGER

Resistivity method in mapping of fractured zones in bedrock in marine environment. Possibilities and limitations.

Lagleder, Cand Real Jan S. Rønning, Norges geologiske undersøkelse (NGU) og Norges Teknisk Naturvitenskapelige Universitet (NTNU), Forsker,
PhD Georgios Tassis, NGU
Forsker, PhD Panagiotis Tsourlos, Aristotle University of Thessaloniki (AUTH)
Sjefingeniør Einar Dalsegg, NGU

Sammendrag

Resistivitet for kartlegging og karakterisering av svakhetssoner i fjell på land har vært benyttet over lengre tid og metoden begynner å få aksept som et alternativ til tradisjonelle metoder. Flere har reist spørsmålet om å benytte metoden for tilsvarende kartlegging i marine miljø. Norges geologiske undersøkelse (NGU) har, i samarbeid med Statens vegvesen Vegdirektoratet, gjennomført en mulighetsstudie på dette. Syntetiske data fra modeller er invertert med to forskjellige rutiner. Det er i denne studien undersøkt hvilke elektrodekonfigurasjoner og plassering av disse som fungerer best. Det er gjort studier med variasjoner i sjøvannets resistivitet og dybde, løsmassenes resistivitet og mektighet, samt variasjoner i sonenes bredde. I tillegg har en studert effekten av å låse tykkelse av sjødyp og resistivitet i sjøvannet ved inversjonen. Studiet har gitt viktig erfaring i forhold til metodikk, men også avdekket begrensninger i anvendelsen av metoden i marine miljø.

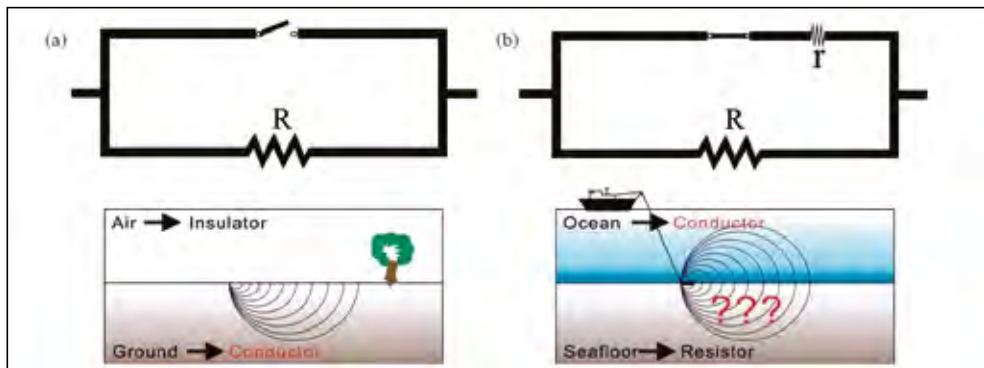
Summary

ERT (Electrical Resistivity Traversing) has been used for location and characterization of fractured zones in bedrock for some years now, and the method has got acceptance as a supplementary method to traditional methods. The question now is if the method can be used in marine environment as well. The Geological Survey of Norway (NGU) has, in cooperation with the Public Road Administration, performed a feasibility study. Synthetic data from models are inverted using two different software codes. Several parameters as electrode configurations and positioning are studied. Variations in seawater resistivity and thickness, loose sediment resistivity and thickness and fracture zone thickness are studied. In addition, we have tested the effect of fixing parameters as seawater resistivity and thickness during inversion. The study has provided important experience, however also limitations connected to deployment in marine environment.

1. INNLEDNING

Over lengre tid har Norges geologiske undersøkelse (NGU) arbeidet med resistivitetsmålinger for kartlegging av svakhetssoner i fjell (Rønning 2003, Rønning et al. 2003, Ganerød et al. 2006, Rønning et al. 2009, Rønning et al. 2011). Modellering har vist at på land kan metoden gi informasjon om svakhetssoners bredde, dybdeutstrekning og fall (Reiser et al. 2009). Det er også påvist svakheter med metoden, spesielt ved tykke lag av leire over fjell. På grunnlag av resultater fra undersøkelser over Lunner-tunnelen, er det foreslått en tolkingsmodell for å skille mellom rene oppsprekninger med vannproblemer og leiromvandlede soner hvor det kan være store stabilitetsproblemer (Rønning et al. 2009, Ganerød et al. 2010). Soner i krystallin berggrunn med resistivitet større enn 3000 Ohm•m tolkes som bra fjellkvalitet, soner med resistivitet mellom 3000 og 500 Ohm•m kan være oppsprukket fjell med vannlekkasjer mens soner med resistivitet lavere enn 500 Ohm•m kan være ustabil fjell med leire og vannlekkasjer. Denne tolkingsmodellen er testet ved flere tunnelprosjekter, og så langt ser det ut som modellen holder mål (Rønning et al. 2009, Arntsen 2012). Metoden er nå akseptert som et godt supplement til tradisjonelle undersøkelser på land og det er reist spørsmål om metoden kan anvendes ved undersøkelser i sjøvann knyttet til undersjøiske fjordkrysninger.

Resistivitet i marine miljø har hittil vært lite benyttet. Årsaken til dette er problemer med å få tilstrekkelig mye strøm ned i fjellet (se figur 1). Det er utført undersøkelser i ferskvann og brakkvann (se f. eks. Chiang et al. 2012, Tsourlos et al. 2001). Lile og flere (1994) utførte målinger i Maursundet i Troms i 1994, og fant sammenhenger mellom anomalier i resistivitetsbildet og påviste soner fra refraksjonsseismikk. På dette tidspunkt fantes ikke programsystemer for inversjon av måledata, og det er derfor usikkert hvor anomaliene kommer fra.

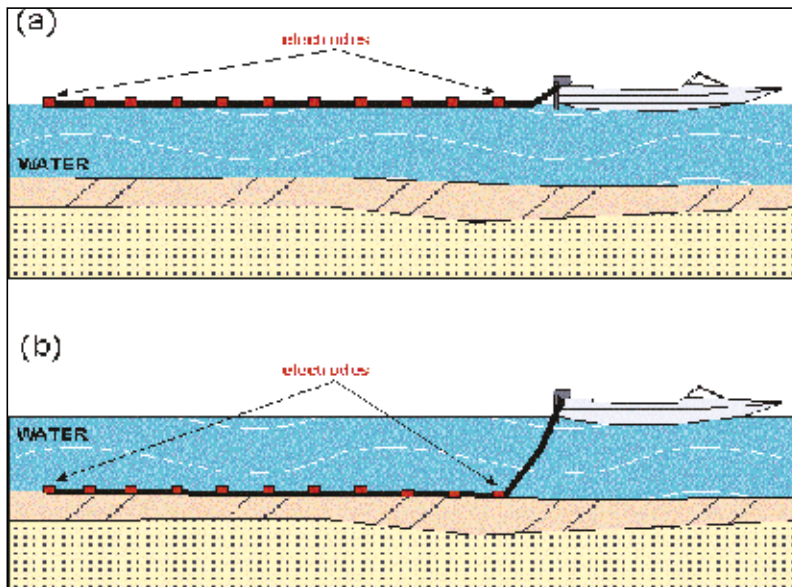


Figur 1: Forskjell på resistivitetsmålinger på land og i sjø. På land vil 100 % av strømmen gå i bakken (a) mens ved målinger i sjø (b) vil strømmen fordele seg i sjøen og i grunnen under. Kontraster i resistiviteten vil avgjøre fordelingen.

I et samarbeidsprosjekt men Statens vegvesen Vegdirektoratet har NGU utført studer på muligheter og begrensninger ved resistivitetsmålinger i marine miljø ved å foreta modellberegninger. Denne type modellering utføres ved å definere en modell, og fra denne beregne syntetiske data. Støy kan legges på for å simulere reelle målte data, og data blir deretter invertert. Ved å sammenligne den opprinnelig definerte modellen med resultatet fra inversjonen, kan en teoretisk studere muligheter og begrensninger ved geofysiske metoder, også resistivitet.

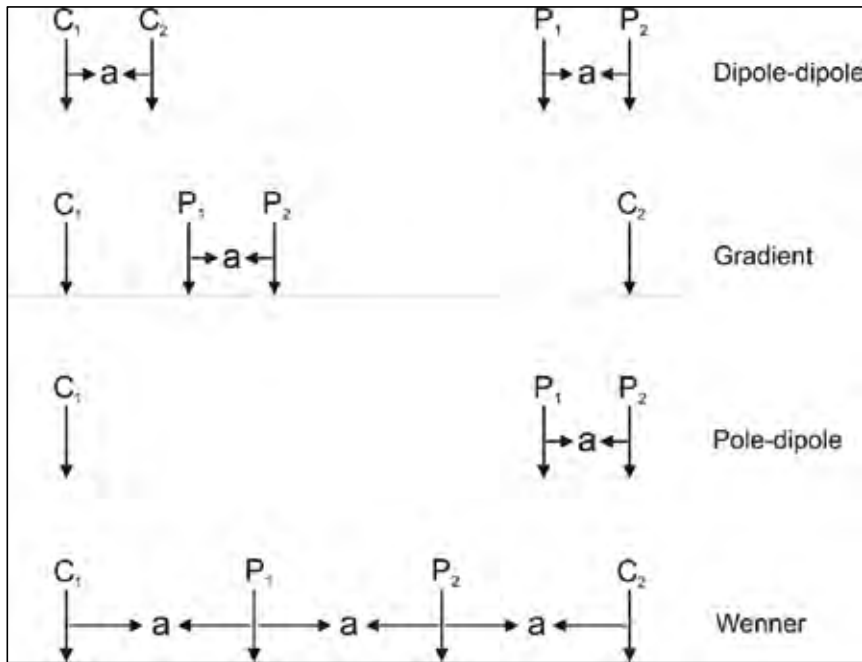
2. VALG AV UNDERSØKELSESBETINGELSER

Resistivitetsmålinger i sjø kan i prinsippet foretas med slepte flytende elektroder eller elektroder plassert på sjøbunnen (figur 2). Den første varianten er meget rask og en kan måle lange profiler på kort tid. Elektroder på sjøbunnen vil trolig gi et bedre resultat da disse kommer nærmere objektet som ønskes kartlagt, men mer tidkrevende.



Figur 2: To måter å utføre resistivitetsmålinger i sjø; a) kabel med flytende elektroder, b) kabel på sjøbunn (etter Tsourlos et al. 2001).

Flere elektrodekonfigurasjoner kan benyttes ved denne type modellering. Dahlin & Zhou (2004) testet 10 forskjellige på fem forskjellige geologiske modeller og konkluderte med at konfigurasjonene Gradient, Pol-dipol, Dipol-dipol og Schlumberger var å anbefale. NGUs modellering av svakhetssoner på land konkluderte med at Gradient var den beste konfigurasjonen. For å vurdere hvilken konfigurasjon som er best ved undersøkelser i marine miljø, er det i denne undersøkelsen testet konfigurasjonene Dipol-dipol, Gradient, Pol-dipol og Wenner (se figur 3).



Figur 3: Elektrodekonfigurasjoner som er benyttet ved modelleringen (fra Reiser et al. 2009).

Resistivetsverdier i sjøvann, eventuelle løsmasser, massivt fjell og i svakhetssoner er avgjørende for hvor godt resistivetsmålinger vil fungere i marine miljø. Publiserte data viser at resistiveten i sjøvann vil være ca 0.25 Ohm•m ved en salinitet på 35 g/kg og en vanntemperatur på 10 grader (<http://www.kayelaby.npl.co.uk>). Ved vår modellering har vi benyttet 0.25 Ohm•m som et utgangspunkt. Resistivitet i krystallin berggrunn kystnært under sjøen er lite kjent. Logging av et borehull på en holme (Alstein) mellom Randberg og Kvitsoy viste en resistivitet på fra 600 til 1100 Ohm•m (Elvebakk & Saintot 2011). Ved en tilsvarende undersøkelse i et borehull i strandsonen ved Bjarkøy var resistiviteten i fjellet 1050 til 1200 Ohm•m (Dalsegg & Elvebakk 2012). Ekstrapolering av resistivitet i grunnfjellet under Frøya-Høgda indikerte 750 Ohm•m ved en temperatur på 90 °C (Rønning & Elvebakk 2005). Ved våre modellberegninger har vi benyttet en verdi på 1000 Ohm•m som et utgangspunkt. Resistiviteten i leirsoner på land kan være 500 til 200 Ohm•m. Under sjø må det antas salt porevann, og i våre modelleringer har vi benyttet 50 Ohm•m. Tilsvarende er resistiviteten i løsmasser satt til 30 Ohm•m som et utgangspunkt.

Ved denne modelleringen er syntetiske data fra definerte modeller beregnet med programmet RES2DMod ver. 3.01 (Loke 2002). Til inversjon av data er hovedsakelig programmet RES2DINV ver. 3.59 benyttet (Loke 2010). For å teste kvaliteten på inversjonene er det for enkelte modeller foretatt inversjon med programmet DC 2D Pro ver. 0.99 (Kim 2012).

3. RESULTATER FRA MODELLERING

Ved modelleringen har vi sett på effekten av variasjonen i følgende parametre:

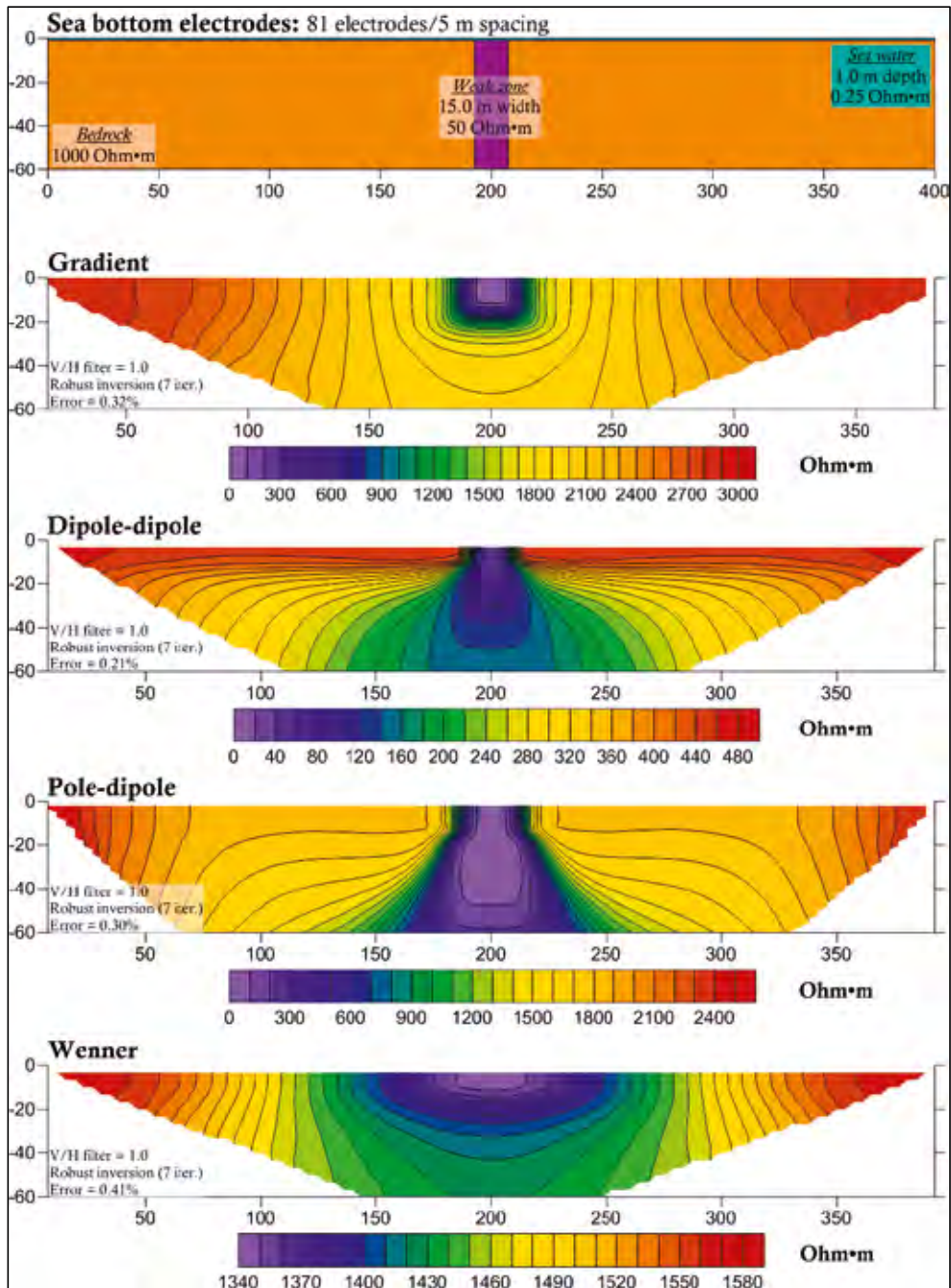
- Elektrodekonfigurasjoner (Dipol-dipol, Gradient, Pol-dipol og Wenner)
- Inversjonsvariable (Robust, Standard, V/H-filtre og dempingsfaktorer)
- Effekten av å låse parameter ved inversjonen (Dipol-dipol, Gradient og Pol-dipol)
- Effekten av variasjoner sjøvannets resistivitet (0.25, 0.5 og 1.0 Ohm•m)
- Effekten av variasjoner i sjødyp (1-3-5-10 og 50 meter)
- Effekten av flytende elektroder vs. elektroder på sjøbunn
- Effekten av variasjoner i løsmassenes mektighet og resistivitet
- Effekten av variasjoner i sonenes bredde

I tillegg er det foretatt modellberegninger av en sammensatt modell med en svakhetssone på land og en sone under et relativt begrenset sjødyp. Resultat fra denne modelleringen sammenlignes med data fra feltmålinger på Kvitsøy, der en har en tilsvarende in situ modell (Dalsegg 2012).

I denne presentasjonen blir det vist et utvalg resultater. Den interesserte leser henvises til rapport fra dette arbeidet for flere detaljer (Tassis et al. 2013).

Valg av elektrodekonfigurasjon.

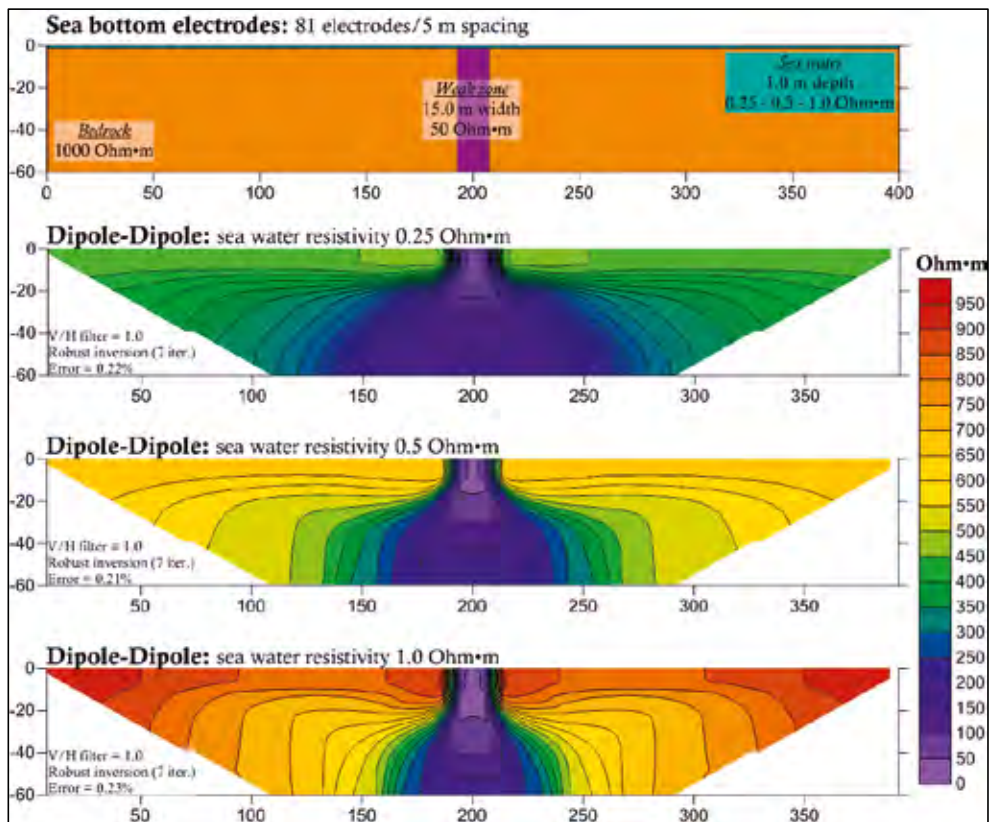
Resultater fra modellering av en enkel modell med elektrodekonfigurasjonene Gradient, Dipol-dipol, Pol-dipol og Wenner med robust inversjon er vist i figur 4. Resistivitetsverdier og tykkelser fremgår av figuren og figurteksten. Ingen av de anvendte konfigurasjonene viser et "sant" bilde av modellen, verken når det gjelder resistivitetsnivå eller form. Dipol-dipol ser ut til å fungere best, og i det videre arbeid blir denne konfigurasjonen benyttet som standard for å studere mulighetene ved metoden. I praksis vet vi at Dipol-dipol måler lave signaler som gir lave signal/støy-forhold, og at det kan være aktuelt å benytte Gradient-konfigurasjon ved feltundersøkelser. Programsystemet RES2DINV benytter to forskjellige inversjonsrutiner, Robust og Standard (Loke 2010). Inversjon av den samme modellen med standard inversjon gav ikke nevneverdig avvik fra robust inversjon.



Figur 4: Testing av forskjellige elektrodekonfigurasjoner på en enkel modell av sprekkesone under salt sjøvann (15 m bred/50 Ohm·m, vertsbergart 1000 Ohm·m, 1 m sjøvann 0,25 Ohm·m).

Effekten av variasjoner i sjøvannets resistivitet

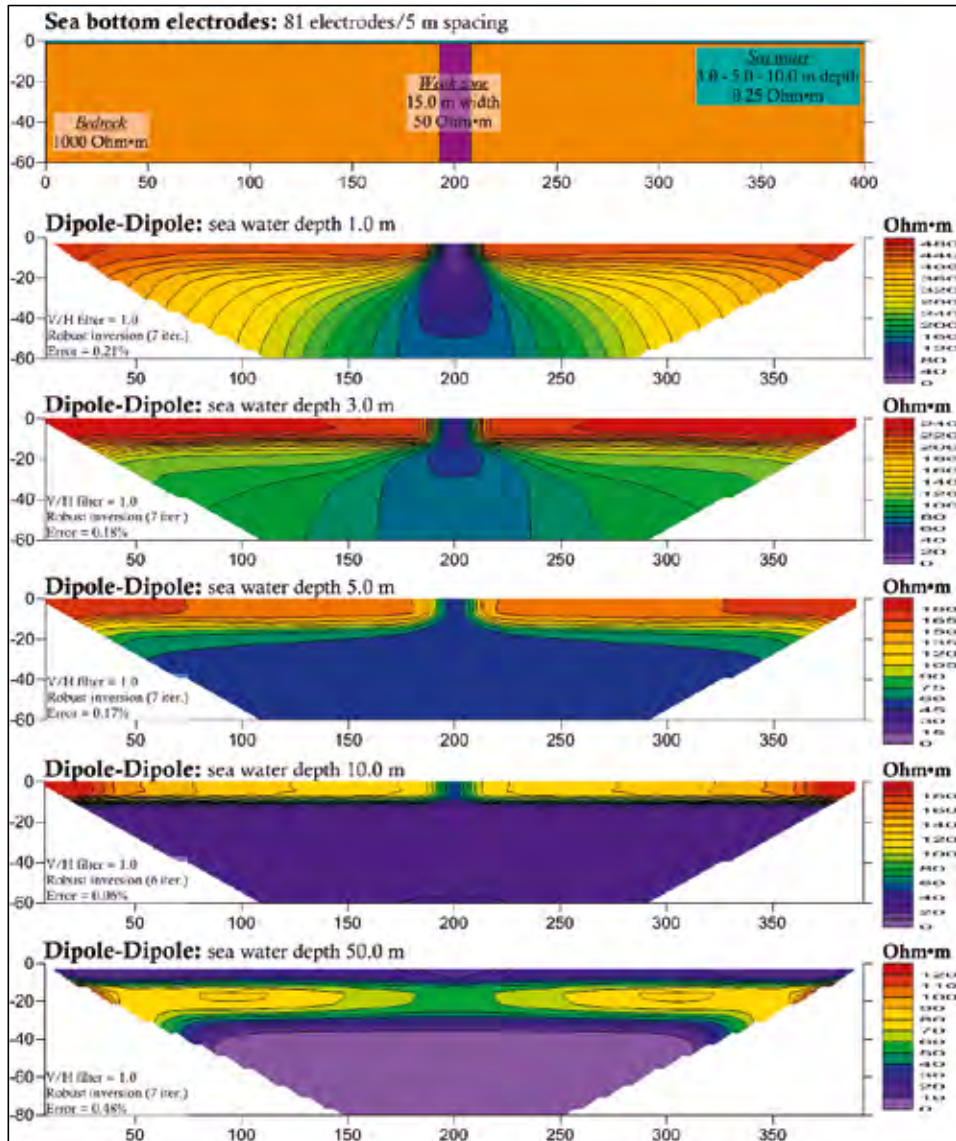
Effekten av variasjoner i sjøvannets resistivitet (0.25, 0.5 og 1.0 $\text{Ohm}\cdot\text{m}$) er vist i figur 5. Økende resistivitet i sjøvannet gir gradvis et bedre bilde av modellen, men fremdeles er det et stort sprik mellom utgangsmodellen og det bildet som avtegnes ved inversjon av de syntetiske data. Bedret bilde med økende resistivitet innebærer at denne type undersøkelse bør utføres på vinteren når temperaturen i sjøvannet er på det kaldeste. Selv ved vanntemperatur $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ og en salinitet på 35 g/kg vil fremdeles resistiviteten i vannet være 0,35 $\text{Ohm}\cdot\text{m}$ (Tassis et al. 2013). Ved en salinitet på 20 g/kg og temperatur på $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ er resistiviteten ca. 0.6 $\text{Ohm}\cdot\text{m}$. Dette indikerer at det er vanskelig å få et tilnærmet sant bilde av resistiviteten under sjøbunnen, selv ved brakkvann.



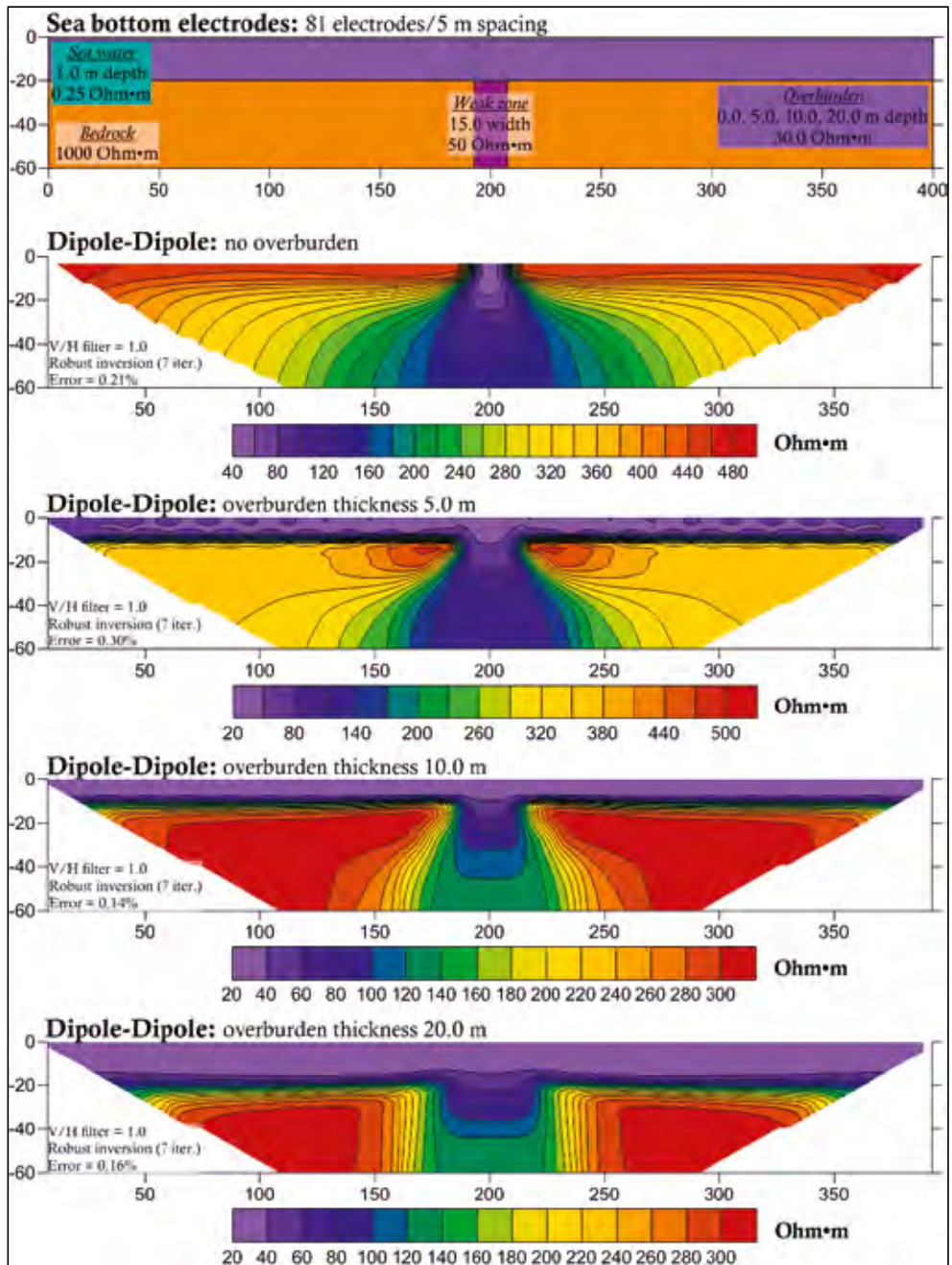
Figur 5: Effekt av variasjoner i sjøvannets resistivitet (0.25, 0.5, 1.0 $\text{Ohm}\cdot\text{m}$) ved en dipole-dipole elektrodekonfigurasjon.

Effekten av variasjoner i sjødyp

Effekten av variasjoner i sjødypet (1, 3, 5, 10, og 50 meter) er vist i figur 6. Den innlagte svakhetssonen kan detekteres under et sjødyp på 5 meter, men ved dyp på 10 meter og spesielt 50 meter minsker effekten. Modelleringen viser også at resistivitetsnivået endres til det ugjenkjennelige med økende sjødyp. Dette resultatet viser en meget sterk begrensning i anvendbarheten av resistivetsmålinger i marine miljø.



Figur 6: Effekt av varierende sjødyp (1.0, 3.0, 5.0, 10.0, 50.0 m) ved en dipol-dipol elektrodekonfigurasjon på sjøbunnen.



Figur 7: Effekt av løsmassenes tykkelse (0.0, 5.0, 10.0, 20.0 m) ved en dipole-dipol elektrodekonfigurasjon på sjøbunnen.

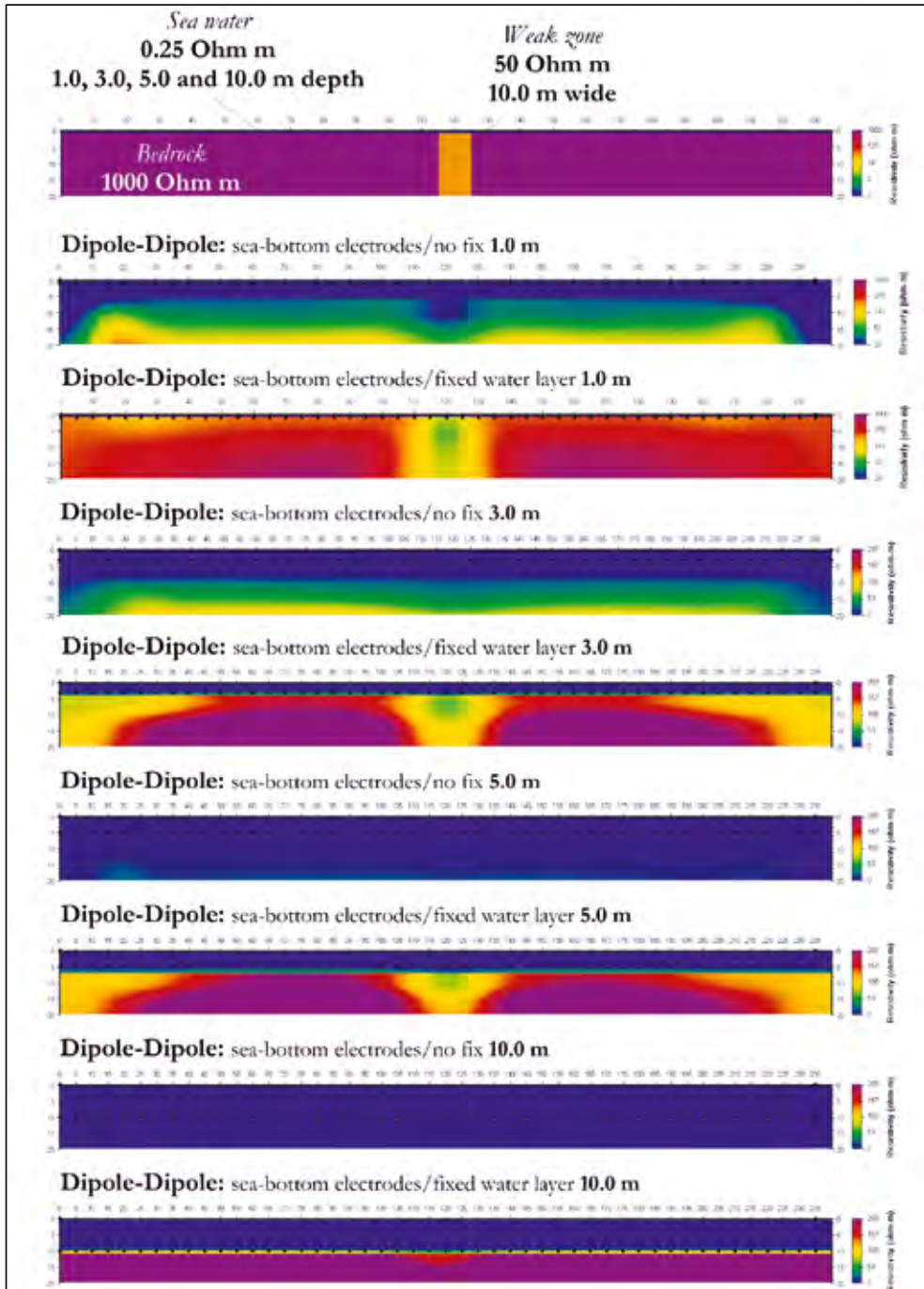
Effekten av variasjoner i løsmasseykkelse på sjøbunnen

Effekten av å introdusere økende løsmassemekthet (0.0 , 5.0, 10.0, 20.0 m) er vist i figur 7. Modelleringen viser at løsmasser på sjøbunnen kan være en fordel ved resistivitetsmålinger. Avbildingen av den 15 meter brede svakhetssonen og resistivitetsnivået i sone og omgivelser kommer nærmere modellverdiene etter hvert som løsmasseykkelsen øker. Dette kan forklares ved at en sone med relativt god ledningsevne over fjell trekker strøm ut fra sjøvannet, og på den måten kanaliserer mer strøm ned i fjell (se figur 1). Det må imidlertid påpekes at sjødypet ved denne modellen kun er 1 meter.

4. VERIFISERING AV RESULTATER MED ANNEN PROGRAMVARE

Resultatene fra den utførte modelleringen med varierende sjødyp var ikke oppløftende, men heller ikke helt uventet. Effekten av 5 meter marin leire, med en resistivitet på 10 Ohm•m på land, skjærer også for å kunne se svakhetssoner i fjell (Reiser et al. 2009). For å teste om det kunne være svakheter ved inversjonsrutinen (Res2DINV, Loke 2010), ble også utvalgte modeller invertert med programvaren DC2DPRO ver. 0.99 (Kim 2012).

Effekten av varierende sjødyp invertert med programmet DC2DPRO er vist i figur 8. Her er det simulert elektroder på sjøbunnen. Vannndypet varierer fra 1, via 3 og 5, til 10 meter. Modelleringen er foretatt som fri inversjon og ved å låse sjødypet til den korrekte verdi. Resultatene viser at det er svært avgjørende at sjødypet er kjent og at en kan fikse dette under modelleringen. Tilsvarende er vist ved inversjon med programmet Res2DINV. Begrensninger påvist ved inversjon med programmet Res2DINV gjelder også for den alternative inversjonsrutinen. Med et sjødyp på over 10 meter og sannsynlig resistivitet i sjøvannet vil det ikke være mulig å påvise og karakterisere svakhetssoner i fjellet.



Figur 8: Effekt av varierende sjødyp (1.0, 3.0, 5.0, 10.0 m) for dipol-dipol elektrodekonfigurasjon på sjøbunnen, inversjonsprogram DC2DPRO (Kim 2012).

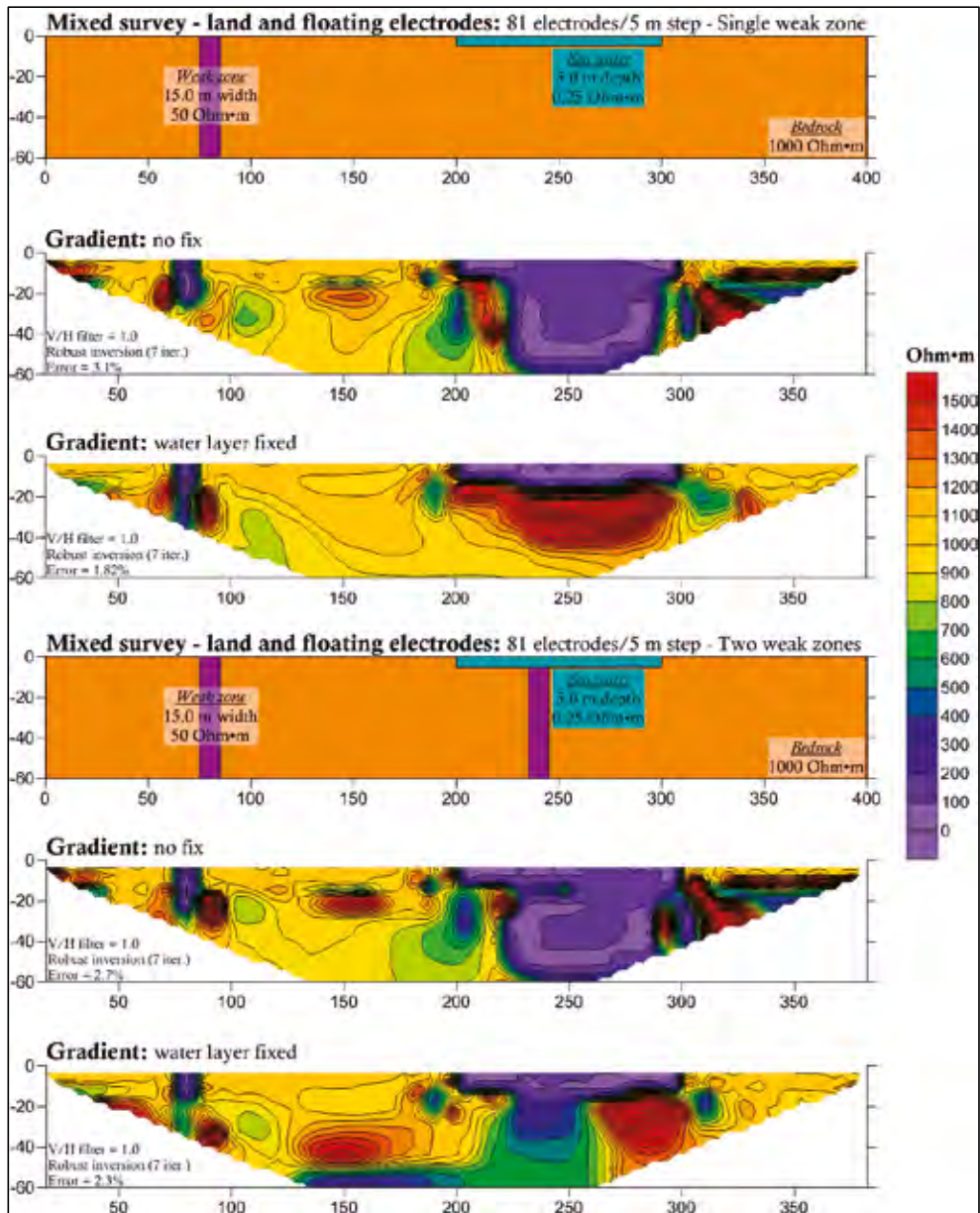
5. RESULTAT FRA EN UNDERSØKELSE I FELT

Våren 2012 ble det utført forsøksmålinger med kabelutlegg delvis i sjø på Kvitsøy (Dalsegg 2012). Det meste av kabelutlegget på 400 meter (elektrodeavstand 5 meter) ble lagt over land, men også i korte deler som flytende elektroder og elektroder på sjøbunnen over et 60 meter bredt og ca 4 meter dypt sund. En ukritisk inversjon av dette profilet indikerte en svakhetsone under sundet.

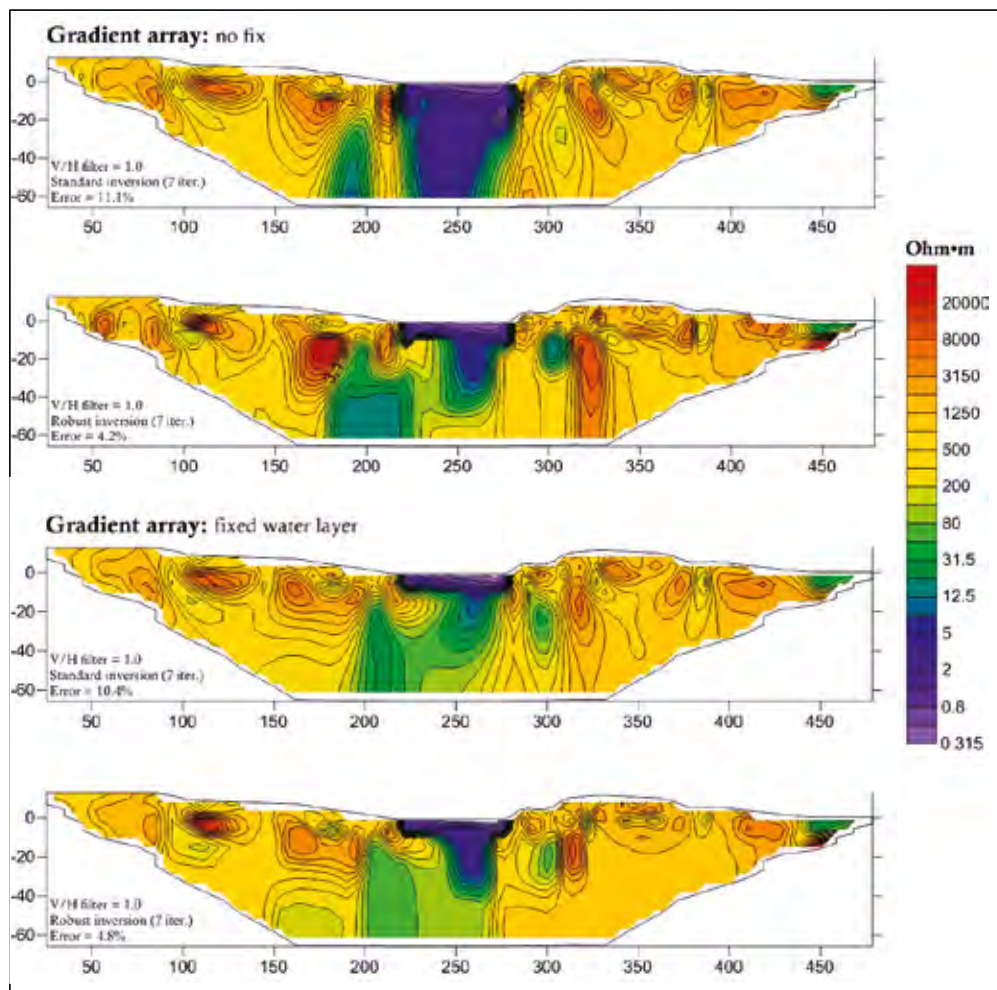
Figur 9 viser responsen fra en tilsvarende modell som i det målte profilet på Kvitsøy. Modellen består en svakhetsone på land og et sund med 5 meter sjøvann i en bredde av 100 meter. I øverste delen av figur 9 er det ikke noen svakhetsone under sundet, mens det i nederste del er lagt inn en 15 meter bred sone med resistivitet $50 \text{ Ohm}\cdot\text{m}$. Invertering av måledata fra Gradient elektrodekonfigurasjon (samme som ved feltmålingene), uten å ta hensyn til sjøvannets tykkelse, indikerer en svakhetsone i hele sundets bredde, og denne strekker seg mot dypet så langt metoden kan se (figur 9 øverst). Dersom sjødypet låses til korrekt verdi (nest øverste modellerings-resultat), indikeres ingen svakhetsone. Dette viser at det er av avgjørende betydning å kjenne sjødypet, og låse dette ved inversjon av resistivitetsdata i marine miljø. I dette tilfellet er resistiviteten i sjøvannet satt til $0.25 \text{ Ohm}\cdot\text{m}$, noe som ser ut til å passe. I tilfeller der det kan være store variasjoner i vannets resistivitet (1/elektrisk ledningsevne), bør også denne kartlegges og fikseres under inversjon for å kunne få gode resultater.

Nederste del av figur 9 viser resultatene fra samme modell som diskutert i forrige avsnitt, men her er det lagt inn en 15 meter bred svakhetsone med resistivitet $50 \text{ Ohm}\cdot\text{m}$ under sundet. Modellering uten å fikse sjødyp indikerer en bred sone under hele sundet. Fiksering av sjødyp til korrekt verdi indikerer at det er en sone her, men at denne er bredere med lavere resistivitet enn i den opprinnelige modellen. Dette viser at det er mulig å se svakhetsone under et sund, men en må altså ha data om sjødyp og sjøvannets resistivitet slik at disse parametrene kan fikseres under inversjonen. En merker seg også at resistiviteten utenom de angitte soner viser kunstige effekter.

Figur 10 viser en ny inversjon av det målte profilet fra Kvitsøy. De to øverste figurene viser standard og robust inversjon uten å låse sjødypet. Standard inversjon indikerer en bred sone mer eller mindre under hele sundet. Robust inversjon viser et mer nyansert bilde, men ut fra modelleringen vist i figur 9 kan en ikke konkludere at det er en svakhetsone her. Ved å låse dypet av sjøvann til observert verdi (4 meter) får en fremdeles en lavere resistivitet under sundet som indikerer at det er en svakhetsone her. Modelleringen i figur 9 indikerer at tykkelsen av denne sonen trolig er mindre enn ved robust inversjon vist i figur 10. Dette eksemplet viser at en skal være svært forsiktig med å tolke svakhetsoner i marine miljø om en ikke kjenner tykkelsen av og resistiviteten i sjøvannet.



Figur 9: Sammensatt modell med en svakhetssone på land og et sund med sjøvann uten en svakhetssone (øverst) og med en svakhetssone under sjøen (nederst). Her er det benyttet Gradient elektrodekonfigurasjon med flytende elektroder i sjøen.



Figur 10: Ny inversjon av måledata fra profil 5 på Kvitsøy. Fra toppen; Standard inversjon uten fiksering av sjødyp, Robust inversjon uten fiksering av sjødyp, Standard inversjon med fiksering av sjødyp og Robust inversjon med fiksering av sjødyp.

6. DISKUSJON OG KONKLUSJONER

Modellringen har vist at konfigurasjonene Dipol-dipol og Gradient har gitt den beste reproduksjonen av de modeller som er testet. Dipol-dipol vil ofte gi lave målesignal og Gradient elektrodekonfigurasjon er derfor å foretrekke i praksis.

Ved resistivitetsmålinger i marine miljø er det av avgjørende betydning å kjenne resistiviteten i vannet og batymetrien, slik at dette kan fikses ved inversjon av målte data.

Høyere resistivitet i sjøvannet kan gi bedre betingelser for resistivitetsmålinger. Ferskvann og brakkvann gir bedre respons enn saltvann, og målinger om vinteren med lavest mulig vanntemperatur kan være en fordel.

Modelleringen har vist at for å få et godt bilde av en svakhetsone bør elektrodeavstanden være 1/3 av svakhetssonens bredde.

Løsmasser på sjøbunnen kan bidra til at strøm trekkes fra sjøvannet og ned i bakken. Dette kan gi noe bedre respons på svakhetssoner.

Ved dette modelleringsarbeidet har vi forsøkt å finne optimale betingelser for å oppnå gode resultater. Det er fortrinnsvis benyttet den elektrodekonfigurasjon som gav beste respons ved den innledende modellering (dipol-dipol), selv om denne ikke blir benyttet ved målinger i felt. Det er fokusert på elektroder plassert på sjøbunnen som gir beste resultat. Det er lagt vekt på å finne sannsynlige verdier for resistivitet både i sjøvann, løsmasser, vertsbergart og svakhetssoner. Modellene har vært enkle og uten "geologisk støy". Det er ikke lagt støy på de syntetiske data, noe som er vanlig ved denne type modellering for å simulere målefeil og tilfeldig støy. Ved modelleringen har en testet forskjellige inversjonsrutiner, Res2DINV med Standard og Robust inversjon (Loke 2010), og DC2DPRO (Kim 2012). Det er gjort forsøk med vertikale/horisontale filtre og dempnings-faktorer for å komme frem til beste visualisering av resultatene. Med forbehold av at de resistivitetsverdier vi her har benyttet er hva en finner i naturen, må det konkluderes med at for sjødyp større enn 10 meter er det svært vanskelig å få frem informasjon om svakhetssoner i fjell.

7. REFERANSER

Arntsen, M.L. 2012: Vegtunnelene Eikremtunnelen og Knappetunneølen: Vurdering av refraksjonsseismikk, resistivitet og laboratorieundersøkelser som en del av de ingeniørgeologiske undersøkelsene, M.Sc. oppgave, NTNU

Chiang, C.W., Goto, T.N., Mikada, H., Chen, C.C. and Hsu, S.K. 2012: Sensitivity of Deep-Towed Marine Electrical Resistivity Imaging Using Two-Dimensional Inversion: A Case Study on Methane Hydrate. *Terr. Atmos. Ocean. Sci.*, Vol.23, No. 6, 725-732, December 2012. DOI:10.3319/TAO.2012.06.19.01(T).

Dahlin T, Zhou B (2004). A numerical comparison of 2D resistivity imaging with 10 electrode arrays. *Geophysical Prospecting* Vol 52, Issue 5, p. 379 – 398. DOI: 10.1111/j.1365-2478.2004.00423.x

Dalsegg, E. 2012: Geofysiske målinger på Kvitsøy, Kvitsøy kommune, Rogaland. NGU Report 2012.033, pp. 1-17, <http://www.ngu.no/en-gb/hm/Publications/Reports/2012/2012-033/>

Dalsegg, E. & Elvebakk, H. 2012: Geofysiske målinger i forbindelse med undersjøisk tunnel til Bjarkøy, Troms. NGU Rapport 2012.027, 41 sider.

Elvebakk, H. and Saintot, A. 2011: Geofysisk logging av borehull på Alstein, Randaberg kommune, Rogaland. NGU Report 2011.032, pp. 1-43,
http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2011/2011_032.pdf

Ganerød, G. V., Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Holmøy, K., Nilsen, B. & Braathen, A. 2006: Comparison of geophysical methods for sub-surface mapping of faults and fracture zones in a section of the Viggja road tunnel, Norway. Bull. Eng. Geol. Env. (2006) 65: 231 – 243). ISSN: 1435-9529 (Paper) 1435-9537 (Online).

Ganerød, G.V., Dalsegg, E., Olesen, O., Rønning, J.S., Saintot, A. & Tønnesen, J.F. 2010: Kartlegging av svakhetssoner i fjell; Eksempler fra tunnelprosjektene Eikrem (SVV) og Holmestrand (JBV). Fjellspregningsteknikk/Bergmekanikk/ Geoteknikk 2010.

Kim, J.H. 2012: DC2DPRO v. 0.99. User's Guide. <http://kigam.en.ecplaza.net/>

Lile, O.B., Backe, K.R., Elvebakk, H. and Buan, J.E. 1994: Resistivity measurements on the sea bottom to map fracture zones in the bedrock underneath sediments. Geophysical Prospecting, 42, 813-824.

Loke, M.H. 2002: RES2DMOD ver 3.01 Geoelectrical Imaging 2D & 3D. Instruction manual. www.geoelectrical.com.

Loke, M.H. 2010: RES2DINV ver. 3.59. Geoelectrical Imaging 2D & 3D. Instruction manual. www.geoelectrical.com.

Reiser, F., Dalsegg, E., Dahlin, T., Ganerød, G. & Rønning, J.S. 2009: Resistivity Modelling of Fracture Zones and Horizontal Layers in Bedrock. NGU Report 2009.070, pp. 1-120, 2009 <http://www.ngu.no/no/hm/Publikasjoner/Rapporter/2009>.

Rønning, J.S. 2003: Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Sluttrapport delprosjekt A, Forundersøkelser. Statens vegvesen, Publikasjon 102.

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H. & Storror, G. 2003: Characterization of fracture zones in bedrock using 2D resistivity. 9th EEGS European Meeting, Prague, August 31 – September 4 2003. Extended Abstract: Proceedings P005.

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Ganerød, G.V. & Heincke, B.H. 2009: Characterization of fracture zones in bedrock using 2D resistivity. Proceedings from 5th Seminar on Strait Crossings, Trondheim, June 21 – 24 2009, p. 439 - 444 (SINTEF/NTNU).

Rønning, J.S. & Elvebakk, H. 2005: Onshore – Offshore Resistivity studies. Basement resistivity at the Frøya High. NGU Report 2005.032 (20 pp.).

Rønning, J.S., Dalsegg, E., Elvebakk, H., Ganerød, G.V., deBeer, H., Gundersen, P., & Reiser, F. 2011: Forbedrede forundersøkelser for tunneler -Oppsummering av et samarbeidsprosjekt med Vegdirektoratet. Fjellspregningsteknikk/Bergmekanikk/ Geoteknikk 2011.

Tassis G., Dalsegg, E., Rønning, J.S. & Tsourlos, P. 2013: Detection and characterization of fracture zones in bedrock in marine environment. NGU Report 2013.017

Tsourlos, P.I., Tsokas G.N. and Albanakis, K., 2001: Geoelectrical surveys in marine environments. Geowaters Project Report, 2001.

KUTTBARHETSANALYSE AV HENG OG LIGG I LUNCKEFJELL GRUVEN**Rock cuttability assessment for Lunckefjell mine**

Siv.ing Tomas Warnqvist, Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS
Ph.d. Mahdi Shabanimashcool, Store Norske/ Høgskolen i Narvik

SAMMENDRAG

Store Norske Spitsbergen Grubekompani AS åpner en ny kullgruve på Svalbard. Gruven er planlagt for strossedrift i Longyearfløtsen som har en tykkelse mellom 1,5 og 2 m. Oppfaring av stuller og hovedstuller utføres med continuous miner (CM) og miner bolter (MB). Begge oppfaringsmaskiner og kutten på strosse bruker kniver for kutting. På grunn av den lave høyden i deler av feltet må liggen kuttes til minimum høyde på 2 m. Til tross for kuttbarheten på kullet er det derfor kuttbarheten på den nærmeste liggen som skal undersøkes. For å vurdere maskinvalg og inndrift klassifiseres fjellmassen utfra kuttbarhet. Undersøkningen viser til at for større delen av feltet er kuttbarheten akseptabel for den valgte maskinen.

SUMMARY

Store Norske Spitsbergen Grubekompani is opening a new coal mine on Svalbard. It is planned to adapt longwall mining method to extract coal. Excavation of the entries and main tunnels are to be carried out with continuous miner machine (CM) and miner bolter (MB). Both of the machines used for development in the mine and the longwall shearer, employ picks to cut coal. Due to the limited thickness of the Longyear coal seam, about 1.5-2 m, it is required in some places to cut the floor to keep 2 m minimum height of the entries and main tunnels. Therefore, in spite of cuttability of the coal seam, the floor strata's cuttability should be assessed. In this paper a rock mass classification technique for cuttability assessment were employed. The investigations show that, in the majority of the mining area, floor cuttability would be in an acceptable range for the chosen machine.

INNLEDNING

I dag er mekanisk bryting den viktigste brytningsmetoden i kullgruver, fordi den oppfyller krav om sikkerhet og kontinuerlig produksjon bedre enn de tradisjonelle metodene. All mekanisk bryting av kull er forbundet med inntrengning av en kile (kutt- kniv) inn i kull-stuffen. Kutt-kniven kan ha forskjellige former som er relatert til kullstyrke og angreps-måte for brytningsmaskinen. Fra tidligste forsøk med kull brytningsmaskiner har deres effektivitet og størrelse øket drastisk. Imidlertid er deres anvendbarhet i ulike gruver avhengig av å velge riktig type maskin og kuttmetode. Denne artikkelen konsentrerer seg om vurdering av kuttbarhet for anvendelse av miner bolter i oppfaringen av stuller og hovedstuller i Lunckefjell-gruven på Svalbard.

Store Norske Spitsbergen Kullkompani åpner en ny gruve på Svalbard, Lunckefjell. Det er planlagt å utvinne kull hovedsakelig med strossedrift, og stuller og hovedstuller vil drives

med *Continuous Miner* (CM) og *Miner Bolter* (MB). Suksessen til gruvedrift i Lunckefjell er faktisk avhengig av effektiviteten av kuttmaskiner, både ved strosse og oppfaring.

Feltstudier fra kullgruver i Sør-Afrika og USA har avdekket at henholdsvis 40 % og 20 %, av den totale nedetiden av CM-maskinene er knyttet til mekaniske feil forbundet med kutting. Det viser hvor mye kuttbarhets-vurdering er avgjørende for valg og bruk av riktige kuttmaskiner. På grunn av den lave fløtstykkelsen er det nødvendig å kutte liggen i noen deler av gruven. Denne rapporten vurderer kullfløtsen og nærmeste liggen for kuttbarhet i Lunckefjell-gruva. Den bruker kjerner hentet fra prospekteringsboring for undersøkelsene. På slutten summeres resultatene av undersøkelsene presentert som et kart som klassifiserer ulike deler av gruven fra «lett å kutte» til «ikke mulig å kutte».

Evans og Pomeroy (1966) introduserte den første komplette kutt-teorien med en kile. Modellen gir et forhold mellom kull styrke, skjæredybden og geometrien til den skjærende kile (kniv) på den kraft som kreves for å kutte. Denne teorien er grunnlaget for utforming av kutt maskiner for kontinuerlig kullbryting. Normalt er att under kutting med kniver, så blir sporet bredere og dypere enn bredden og dybden av kniven. Med bevegelse av kniven skjer progressivt brudd som fører til at større stykker brytes løs (chipping ENG), Fig.1. Bredere spor, som illustrert i figur 1, skjer i en vinkel i forhold til aksens av kniven som kalles brudd vinkel. Denne vinkel er konstant for et kull prøve uansett skjæredybde. Knivens posisjon i forhold til kutteretningen og bergflaten presenteres via to forskjellige vinkler: Vinkelen på kniven vinkelrett mot fjellflaten kalles skrapvinkel (rake angle ENG) og knivens vinkel på kutt-retningen angis som klaringsvinkel (clearance angle ENG). Disse to vinkler er brukt til å beregne den skjærkraft som tvinger penetrasjon ved tidspunktet for kuttingen. Den skjærende kraften F kan brytes opp i to vinkelrette komponenter. F_C er kutt- kraft som virker i kutt-retningen. F_N er normal kraften som virker til å opprettholde en konstant skjæredybde. Under kutting av kull øker skjærtrykk raskt når kniven penetrerer før kraften er nok til å skjære inn i fjellet og gererer et stein fragment. Deretter reduseres kutt kraften til nesten null for å så stige igjen når kniven møter den friske fjellveggen. Grafen er noe ujevn på grunn av fjellets heterogene natur.

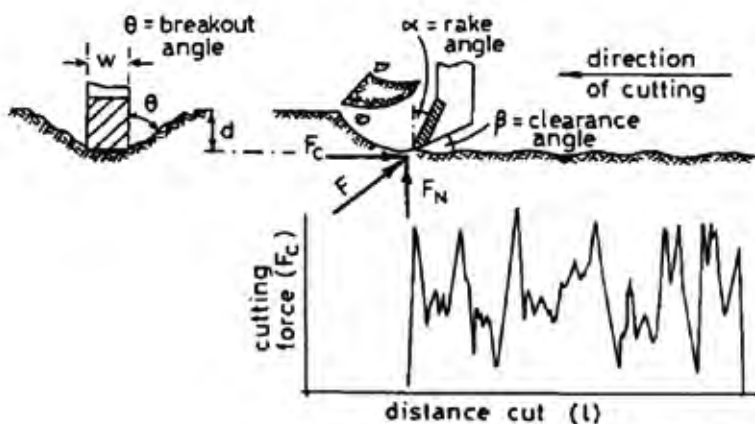


Fig 1. Kull kutting med en kutt-kniv (Roxborough et al. 1981).

Den mest kjente faktoren som er implementert i vurderingen av kuttbarhet er spesifikk energi. Den er definert som mengden energi som forbrukes for å skjære én volumenhet berg. Det

arbeidet som gjøres, dvs. den energien som forbrukes, for å kutte stein med en kniv er som følger:

$$W_c = F_c l = K_1 dl(1)$$

Hvor W_c er arbeidet utført av kutt-kniven, d dybden av sporet og l lengden av sporet, K_1 en konstant avhengig av formen på kniven og styrken på kullet. Volumet på kuttet kan beregnes via:

$$V = (wd + d^2 \tan \theta)l$$

Der θ er brudd vinkel og w er knivens bredde som begge er konstant. Den spesifikke energien kan beregnes ved å dele arbeidet utført av en kniv til volumet av det kull som er blitt kuttet:

$$SE = \frac{W_c}{V} = \frac{K_1}{w + d \tan \theta}$$

Denne ekvasjonen viser at med økende kuttedybde avtar SE . Den viser at effektiviteten av kuttingen øker med dybden av kuttet. Denne ligningen er gyldig for bare én kniv mens kuttmaskiner er utstyrt med en rekke kniver. Derfor er det nødvendig også å vurdere påvirkning av deres avstand i analysen.

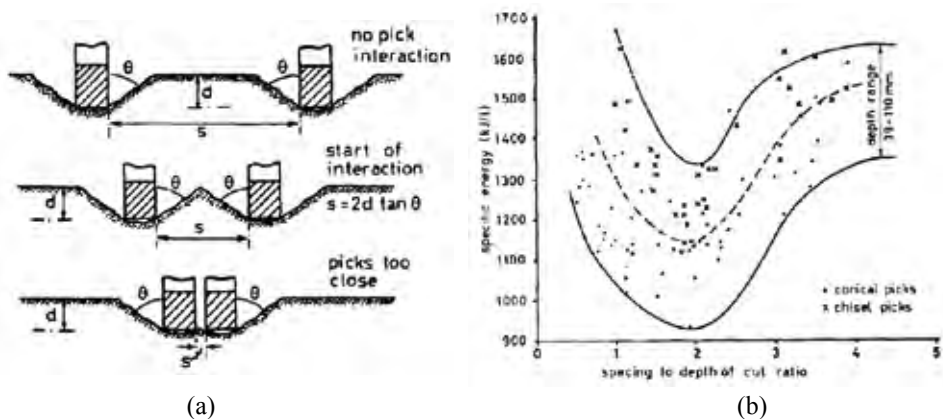


Fig. 2. (a) Samvirkning av kutt-kniver og (b) innvirkning av avstand mellom kutt-kniver for den spesifikke energien ved kutting av kull fra prøver Sør-Afrika (Roxborough et al. 1981).

Påvirkningen av avstanden mellom to skjærende kniver (s) på kutteytelsen er vist i fig. 2. Som det vises samvirker de ikke når avstanden mellom to kniver er for. Med reduksjon av s , vil det komme en avstand hvor kutt-knivene begynner å samvirke. Det bør bemerkes at i dette øyeblikk er fremdeles den spesifikke energien for kutting konstant fordi knivene ikke hjelper hverandre ved kutting. Med mer avtagende av s , ville knivene hjelpe hverandre og mengden spesifikk energi vil avta. Imidlertid minsker den spesifikke energien til en avstand på $2d$, og deretter begynner den på nytt å øke inntil den når en konstant verdi når avstanden er for liten, sliping (grinding ENG) konstant. Roxborough et al (1981) viste med felttesting av kull stuffer i

sørafrikanske gruver at når avstanden mellom knivene er nesten lik to ganger av kuttdybde, så er den spesifikke energien på sitt minimum.

Feltmålinger og laboratorie-eksperimenter har vist at de nødvendige normal- og kutt-krefter øker med dybde på kuttet. Med tanke på vinkelen for knivens spiss som brukes ved kutting, bør normalkraften alltid være et konstant multiplum av den skjærende kraften, fig. 3.

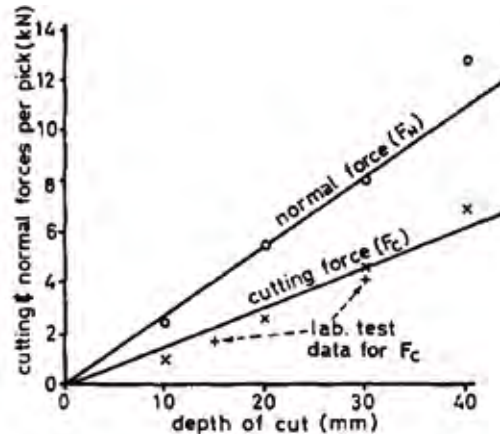


Fig. 3. Gjennomsnittlig normal- og kuttkraft mot kutt dybde for en kuttmaskin med s/d likt 5 ved kutting i en kull stuff (Roxborough et al. 1981).

Mange har forsøkt å finne en sammenheng mellom mekaniske og fysiske egenskaper til bergarter og den spesifikke energien ved kutting. Basert på kutt-mekanismen ville det være hensiktsmessig å bruke bruddmekanikk i analysen. Richard (1999) viste at skjærtrykk er lineært avhengig av bruddseighet (K_{IC}). Det finnes en rekke empiriske ligninger som relaterer bruddseighet til enaksial trykk- og strekkfasthet av bergarter (For eksempel: Zhou & Lin 2013, Alber 2008). Videre har enaksial trykkfasthet av bergarter (UCS) vært mye brukt i kuttbarhetsvurdering-teknikker for fjellmasser.

Teorien som vi har diskutert så langt er knyttet til intakt steinkutting. Imidlertid er fjellmasse mye mer anisotropisk enn de intakte bergarter siden det består av sprekk, lagdeling og ulike bergarter. Atkinson (1970) var den første som prøvde å klassifisere fjellmasser for kuttbarhet basert på seismisk bølgehastighet. Med hans metode er det bare mulig å finne ut hvilken type mekanisk bryting som er mulig for en gitt steinmasse. De fleste av de tilgjengelige teknikker for å vurdere klassifisering av fjellmassens kuttbarhet er egnet for TBM-maskiner, for eksempel Graham (1976), Farmer og Glossop (1980) og Kirsten (1982).

Noen klassifiseringsteknikker inkluderer bare kompetansen til intakt stein mot kutting i vurderingen av kuttbarhet. Disse metodene kan være nyttige når du arbeider med homogene bergarter uten mange diskontinuiteter, for eksempel Singh et al. 1986, Farmer 1986 og Roxborough 1987. Bilgin et al. (1988) inkluderte også RQD for å beregne kuttbarhet av steinmasser. Dog inkludertes ikke en vurdering av forholdet mellom laboratoriemålt spesifikk energi for bergarter og en karakterisering av fjellmasser. Den bruker UCS av intakt fjell. Dette er den mest brukbare tilgjengelig klassifiseringsteknikk for kontinuerlig bryting via roadheadere og CMer så langt. Herved kan vi også implementere dette i våre vurderinger. Basert på denne metoden er bergmassens kuttbarhets index (RMCI) anslått via følgende:

$$RMCI = \sigma_c \left(\frac{RQD}{100} \right)^{2/3} \quad (4)$$

Hvor σ_c er enaksiell trykkfasthet til intakt fjell og RQD er fjellkvalitet-indeksen. Et forhold for kutt-maskinens inndrift mot RMCI ble foreslått for maskiner med kuttmotor-effekt mindre enn 100 HK, fig. 4.

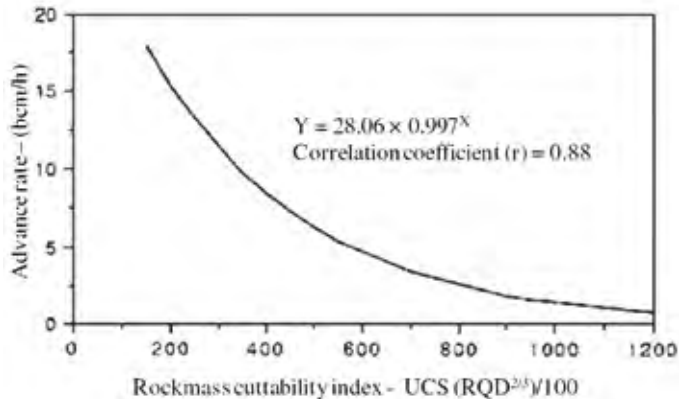


Fig. 4. Inndrift for kuttmaskin mot RMCI (Bilgin et al. 1988).

LUNCKEFJELLGRUVEN

Kullforekomsten i Lunckefjell er plassert nord-øst for Svea Nord-gruva, Svea, Svalbard. Det er anslått at gruen har mer enn 8 M tonn metallurgisk kull. Den gjennomsnittlige tykkelsen av kullfløtsen er cirka 1,65 m og bruker strosse som brytningss metode. Ved strossedrift brytes kull med en shearer langs en 250 m lang stull vinkelrett mot panelet, mens panelet kan være mer enn 2,5 km i lengde. Kullet blir fraktet fra stullen via et langt conveyorbelt til utsiden av gruen. Hovedstuller og produksjonsstuller i gruen vil blioppfart med CM maskiner. Stullene har 6 m bredde, og basert på transportbehovet skal minst én av stullene ha minst 2 m høyde.

Prospektering har blitt gjennomført via borerer fraoverflaten. Borhullene er anordnet i et uregelmessig mønster. Hengen over kullet består av sterk sandstein. Liggen består også av sandstein, mens den er svakere enn hengen. Derfor ble det besluttet å kutte liggen i stullene, hvor man ønsker å holde 2 m høyde.

KUTTBARHETSANALYSE

For å kunne vurdere kuttbarhet, er det nødvendig å først finne ut hvor mye av liggen som trenger å bli kuttet. Dette kan gjøres ved detaljert og nøyaktig analyse av kullfløtsens plassering. Derfor er alle borehullene undersøkt i detalj. Fig. 5 viser fremgangsmåten for å identifisere dybden av liggen som skal kuttes.

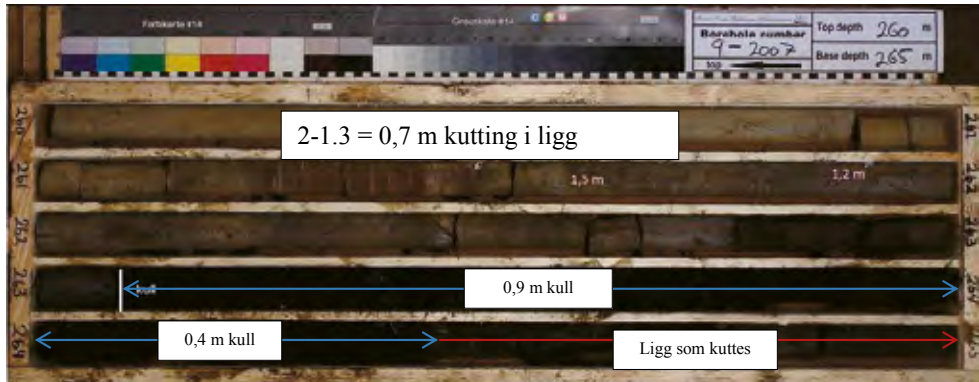


Fig. 5 Identifisering av tykkelsen som skall kuttes med MB maskinen.

På grunn av de sedimentære bergmassenes stratifisering må prøvene studeres nøye i vertikalledd. Det stiller høye krav på nøyaktighet ved prøvetaking slik at det kun er material som faktisk skal kuttes som tas med i vurderingen. Prospektering av Lunckefjell har pågått siden 2005 med hovedsakelig fokus på kartlegging av kullfyndigheten. Da kutting av ligg vil påvirke kvaliteten på produktet har i mange tilfeller den umiddelbare ligg blitt testet for askeinnhold før kuttbarhetsanalyse utført. En annen aspekt er bruk av instrumenterte USC tester som blitt tatt for bergmekaniske stabilitets og rasanalyser. Instrumenterte tester stiller ganske store krav de prøvestykker som først skal fraktes og deretter testes. Testes kun intakte deler uten sprekk må USC modifiseres før de er representative for fjellmassen.

For å kunne vurdere kuttbarhet, ble punktlast tester brukt til å identifisere anaksiell trykkfasthet og diametral styrke av til prøvene. Veldig mange prøvепункter ble valgt i liggene for å få en så nøyaktig vurdering om kuttbarhet som mulig. Senere ble ekvasjon fem brukt for kuttbarhets vurderingen med $RQD = 100$. Denne antakelsen vil ikke være gal siden de dimensjonerende ligg lagene i et lav-område i midten av kullfeltet består av massive og sterke sandsteinslag. På den annen side, er det mer inn i den konservative siden av evalueringene.

Store Norske vurderer i hovedsak å bruke en SANDVIK Miner Bolter maskin for å kutte liggene. Miner bolter (MB) er en slags CM maskin som er utstyrt med hydraulisk heng støtte og to bolte tårn for å installere bolter samtidig mens maskinen kutter. Denne maskinen har en kuttemotor kraft på 270 KW, og det er økonomisk effektivt å kutte stein med UCS opp til 120 MPa. Basert på MB maskinens kraft, mengden stein som skal kuttes og fig. 5 klassifiseres liggens kuttbarhet i fire forskjellige underklasser, tabell 1.

Tabell 1: kuttbarhet klasser av bergarter for Lunckefjell mine.

Kuttbarhetsklasse	UCS (MPa)	kutt rate (m3/h)
Meget god kuttbarhet	< 50	7.5
God kuttbarhet	50-90	5
Moderat kuttbarhet	90-120	2.5
Dårlig kuttbarhet	120 -150	> 1



Fig. 6 Kuttbarhetsklasser i Lunckefjell.

Fig. 6 presenterer kuttbarhets vurdering for ulike deler av gruen. Figuren viser att det i omtrent 20 % av gruen ville være i klassen av dårlig kuttbarhet eller behov for sprengning. Derfor ville MB maskinen være aktuelt ved gruen basert på evaluering av USC.

KONKLUSJON

Kuttbarhet av liggen for Lunckefjell gruva ble undersøkt med klassifiserings metode for fjellmassens styrke. Undersøkelser viste at liggen i de fleste områder av gruen er kuttbar med den valgte MB maskinen. Med denne metode er omtrent 20 % av gruen klassifisert som dårlig kuttbarhet eller i behov av sprengning. I denne regionen vil inndriften til maskinen vil være for lav.

REFERANSER

Alber, M. (2008). Stress dependency of the Cerchar abrasivity index (CAI) and its effects on wear of selected rock cutting tools. *Tunnelling and Underground Space Technology*; 23: 351–359.

Bilgin, N., Seyrek, T., Shahria, K. (1988). Golden horn clean up contributes valuable data, *Tunnels and Tunnelling*, June, pp 41–44

Evans, I., Pomeroy, C.D. (1966). *The strength, fracture and workability of coal*. London, Pergamon Press.

Farmer, I.W. (1986). Energy based rock characterization. In: Karamis M (ed). *International proceedings of symposium on application of rock characterization techniques in mine design*. AIME, Littleton, pp 17–23

Farmer, I.W., Glossop, N.H. (1980). Mechanics of disc cutter penetration. *Tunnels and Tunneling* 12(6):22–25

Gehring, K.H. (1989). Bestimmung Von Schneidleistung und Meibilverbrauch. *Working paper of the Voest Alpine Ges.m.b.H. Zeltweg*, Austria

Kirsten, H.A.D. (1982). A classification system for excavation in natural material. *Civil engineering in South Africa*, July, pp 293–307

Roxborough, F.F. (1987). The role of some basic rock properties in assessing cuttability. *Proceedings of seminar on tunnels, wholly engineered structures*, Sydney, I. E. Aust./AFCC, April, P122

Roxborough, F.F., King, P., Pedroncelli, E.J. (1981). Tests on the cutting performance of a continuous miner. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*: 9-25.

Richard, T. *Determination of strength from cutting tests*. MS Thesis, University of Minnesota, Minneapolis ; 1999.

Singh, R.N., Denby, B., Egretli, I., Pathon, A.G. (1986). Assessment of ground rippability in opencast mining operations. *Mining Departmental Magazine*, University of Nottingham, vol 38, pp 21–34

Zhou, Y., Lin, J. (2013). On the critical failure mode transition depth for rock cutting. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 62:131–137.

**ANALYSE AV SAMMENHENGER MELLOM MWD-DATA OG BERGMEKANISKE
PARAMETRE – PRESENTASJON AV MASTEROPPGAVE****ANALYSIS OF RELATIONSHIPS BETWEEN MWD-DATA AND ROCK
ENGINEERING PARAMETERS – A MASTER THESIS PRESENTATION**

Siv.ing Marianne Kanestrøm Rødseth, Norconsult AS
Siv.ing Are Håvard Høien, Vegdirektoratet

SAMMENDRAG

Measurement While Drilling (MWD) er et system som benyttes i de fleste tunnelprosjektene under driving i Norge i dag. Systemet benytter responsen fra boreprosessen for å tolke hardhet, oppsprekking og vann i bergmassen foran stoff. På denne måten er det mulig å evaluere bergmassens beskaffenhet foran stoff.

I forbindelse med masteroppgaven er det utført en sammenligning mellom MWD-data og bergmekaniske parametere. Sammenligningen fokuserer på sammenhengen mellom tolkede sprekkeverdier, RQD, RQD/Jn som er kartlagt på stoff i tunnel av ingeniørgeologer, samt en visuell sammenligning mellom kartlagt geologi og tolket hardhet (Rødseth, 2013). Studiet har benyttet data fra Lørentunnelen i Oslo, samt Eikremtunnelen og Oppdølstrand-tunnelen på Nordmøre. I artikkelen er det fokusert på å vise resultatene fra sammenligningen mellom tolkede sprekkeverdier og RQD.

MWD-datene foreligger i tekstformat og er behandlet i Excel for å kunne sammenlignes med Q-verdiene. Dataene er plottet i samme graf for å kunne visualisere og sammenligne trendene til grafene. Resultatene etter sammenligningene viser at de tolkede sprekkeverdiene og RQD verdiene stedlig viser en sammenheng. Prosentvis er det en overvekt mot god til medium sammenheng mellom dataene.

SUMMARY

Measurement While Drilling is currently used in most of the tunnelling projects that are under construction in Norway. It is a system that utilizes the response from the drilling process to interpret hardness, jointing and water in the rock mass in front of the tunnel face. In this way it is possible to evaluate the condition of the rock mass in front of the tunnel face.

In the Master Thesis, it is conducted a comparison between MWD data and rock engineering parameters. The comparison focuses on the relationship between the interpreted fracture values, RQD and RQD/Jn which are mapped at the tunnel face by engineering geologists, and a visual comparison between the mapped geology and interpreted rock hardness. This study has used data from Lørentunnelen in Oslo as well as Eikremtunnelen and Oppdølstrandtunnelen at Nordmøre. This article focuses on showing the results from the comparison between the interpreted fracture values and RQD.

The MWD data has been available in text format and is processed in Excel to be compared with the Q-values. The data are plotted in the same graph to make it possible to visualize and compare the trends of the graphs. The results show that there in some areas along the tunnels is a relationship between the interpreted fracture values and RQD. There is a percentage majority of the data that shows a medium to good relationship.

INNLEDNING

I Statens vegvesens Håndbok 021 «Vegtunneler» (Statens vegvesen, 2010) er det implementert at borparametertolkning bør som et minimum være operativt der forundersøkelsene antyder bergklasse D eller dårligere. Dette medfører at borparameter-tolkning (MWD) blir hyppig benyttet ved de fleste tunnelprosjekter i Norge i dag. Borparametertolkning er også med på å legge et godt grunnlag for sluttdokumentasjon for tunnelene.

Det er derimot flere punkter som bidrar til en begrensning av bruken av MWD. Dette er for eksempel at de ferdig tolkede dataene ofte ikke er tilgjengelig hos byggherren før neste salve blir skutt. Det foreligger også lite forskning på dette systemet i Norge for bruk i tunneldrift. Det som er utført av studier på området omfatter i hovedsak visuelle sammenligninger mellom de tolkede, visuelle plottene og kartlagt geologi. Et viktig spørsmål for fremtidig bruk av dette systemet er om tolkningene gir et korrekt bilde av bergmassen foran stuff, og om de kan benyttes direkte ved bestemmelse av for eksempel sikringsomfang. Å finne en sammenheng mellom de godt kjente og brukte kartleggingsparameterne og borparameterne vil kunne være med på å styrke MWD-systemet og øke nytteverdien av denne metoden.

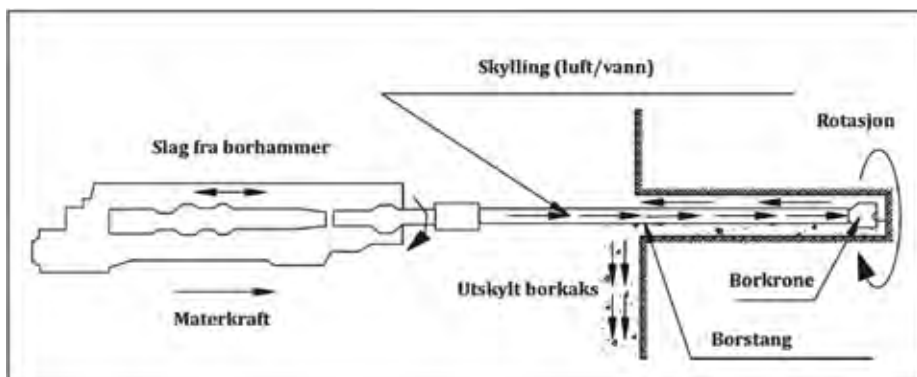
Det er valgt å benytte MWD-data fra tre tunneler; Lørentunnelen i Oslo og Eikremtunnelen og Oppdølstrandtunnelen i Møre og Romsdal. Tunnelene drives i ulik geologisk setting hvor Lørentunnelen ligger i Oslos komplekse geologi, mens de to andre tunnelene ligger i den nordvestlige gneisregionen. Leverandøren av MWD-datene fra disse tunnelene er Rockma AB. Det er valgt å benytte kun en leverandør, da grunnlaget for beregningene vil være likt for alle tunnelene.

MEASUREMENT WHILE DRILLING

Measurement While Drilling systemer måler fysiske krefter og trykk under boring (Cooper & Doktan, 2004). Registreringene foregår kontinuerlig under boringen. Dette gjør det mulig å innhente informasjon om bergmassen foran stuff uten hindring i fremdriften til tunnelen.

Borparameterloggingen foregår kontinuerlig under boring av injeksjonshull, salvehull, sikringshull og sonderboringshull. Ved driving av tunneler med harde bergarter er det i hovedsak slaghammerboring som blir benyttet for boring av disse hullene. Utstyr og mekanismer ved slaghammerboring er vist i Figur 1. Boredatene som registreres omfatter hullposisjoner med start og sluttposisjon, brosynt (cm/min), matertrykk (bar), rotasjonstrykk (bar), rotasjonshastighet (rpm), slagtrykk (bar), vannmengde (l/min) og vanntrykk (bar).

Dataene logges som funksjon av boreddybde og med en oppløsning som er mulig å stille inn, men som typisk ligger mellom 1 – 10 cm (Bever Control, 2012). Lav loggeintervall gir høy oppløsning, mens høy loggeintervall gir lav oppløsning. Den fineste innsamlingsfrekvensen er best å benytte dersom det fokuseres på å detektere bergets oppsprekingsgrad, mens oppløsningen kan være grovere dersom det kun er hardhet som skal observeres (Bever Control, 2012).



Figur 1: Utstyr og mekanismer i slaghammerboring

For hvert borehull registreres det store mengder data i råformat. Før byggherren får sitt endelige produkt må dataene behandles. Dataflyten for MWD er som vist under (Høien, 2012):

1. Entreprenør er utførende og ansvarlig for at rigger gir riktige data som leveres som rådatafiler til leverandøren.
2. Leverandører leverer et dataprogram med en tolkningsmodul som byggherren benytter og sørger for overføringen av rådatafilene til byggherren.
3. Byggherren mottar dataene fra leverandøren og det er tolkningsmodulen som utfører alle beregningene som gir de tolkede verdiene.

Tolkningsmodulen må kalibreres for at det skal kunne være mulig å få gode tolkninger for hele tunnelen. Dette gjøres ved at hver enkelt rigg kalibreres opp mot tolkningsprogrammet for at de skal gi mest mulig like resultater både for tunnelen som drives og andre anlegg (Høien, 2012). Resultatene foreligger som relative verdier.

For hardhetstolkninger kalibreres den relative skalaen mot enakset trykkfasthet, som er registrert ved hjelp av Schmidthammer eller punktlasttest. På samme måte er det mulig å kalibrere resultatene mot oppsprekking ved å registrere for eksempel RQD, sprekker per løpemeter eller per m^3 på utvalgte områder i tunnelen (Statens vegvesen, 2008). Dette sammenstilles statistisk og utføres av tolkningsmodulen. Dette må gjøres for at den registrerte bergmassekvaliteten blir så riktig som mulig.

BERGMEKANISKE PARAMETERE KARTLAGT PÅ STUFF

Under «byggherrens halvtime» skal det utføres bergmasseklassifisering ved stuff med kartlegging av Q-verdier, bergart, sprekkese, vann osv. Dette for å dokumentere bergkvaliteten i tunnelen og bestemmelse av nødvendig permanent sikring.

I forbindelse med masteroppgaven ble det fokusert på sprekkerverdiene som er kartlagt ved stuff, som RQD (Rock Quality Designation) og Jn (antall sprekkese). RQD er definert som summen av kjernebiter lengre enn 10 cm i prosent av målt kjerne, men det er også mulig å gjøre en vurdering av RQD ut i fra antall sprekker per m^3 (Løseth, 1997). Det gjøres da et anslag av på Jv (sprekkesetallet) som er lettere å måle og RQD kan da bestemmes etter følgende uttrykk (Palmtrøm & Blindheim, 2002)

$$RQD = 115 - 3,3/v$$

Den visuelle vurderingen er mest hensiktsmessig, da kjerneboring er kostbart og sjeldent utføres i hele lengden av tunneltraséen. I følge Løseth (1997) skal alle sprekker, til og med sprengningsriss tas med i betraktningen ved kartlegging av RQD i tunneler siden alle sprekke har betydning for stabiliteten til tunnelen. Dette gjøres derimot ikke når RQD beregnes fra kjerner.

En bestemmelse av antall sprekesett gjøres visuelt i tunnelen og i Norge vil det som regel være et fåtall sprekesett, der 2 – 4 sett er vanlig (Palmtrom & Blindheim, 2002). Et sprekesett defineres som parallelle sprekker som forekommer systematisk med en karakteristisk avstand. Tilfeldige sprekker er sprekker som ikke oppstår systematisk, men det er nødvendig å ta med små sprekker i vurderingen, da de lokalt kan ha en virkning på stabiliteten i tunneler.

SAMMENLIGNING MELLOM TOLKEDE SPREKKEVERDIER OG RQD

For å kunne sammenligne de tolkede MWD-datene med bergmekaniske parametere, må dataene som benyttes forekomme som tallverdier. Dataene som er beregnet/tolket i Rockma AB sin programvare GPM+ blir presentert grafisk i 3D og er ikke mulig å benytte som et statistisk sammenligningsgrunnlag. De tolkede MWD-datene som er benyttet er derfor skaffet i tekstformat.

Loggeintervallet for registreringene av borparameterne er mellom 2 – 5 cm for tunnelene. Dette resulterer i store datamengder som må sorteres for å kunne vurdere disse verdiene mot de bergmekaniske parametere, da disse foreligger for hver meter til større intervaller. Dataene er summeret, tatt gjennomsnitt av og sortert for hvert profilnummer.

De tolkede MWD dataene foreligger fra ulike typer borer for de forskjellige tunnelene. For Lørentunnelen er dataene fra injeksjonsboringen. Det er ikke utført systematisk forinjeksjon for Eikremtunnelen eller Oppdølstrandtunnelen, så der er dataene fra salveboringen benyttet. Det bores flere hull ved salveboringen enn ved injeksjonsboringen og det er derfor et større datagrunnlag for disse to tunnelene.

Q-verdiene er kartlagt av kontrollingeniører på stuff og registrert i Novapoint Tunnel (Vianova 2011). Dette gjør det mulig å hente ut disse verdiene i en rapport som er generert fra Novapoint tunnel. Disse verdiene foreligger i Excel format.

I Rockma AB sitt system benyttes relative verdier for å vise om det er sprekker eller ikke, se Figur 2. Verdiene går fra 0,1 og oppover til 999, hvor 0,1 – 1 anslås å være massivt berg og alle registreringer over 1 er anslått som sprekker. Oppføringer som har null, er data som er filtrert bort på grunn av for eksempel stangskifte. I analysen er det valgt kun å benytte registreringer hvor det er anslått sprekker.

Color	Start	End	Name
		1	Solid
	1	1.5	
	1.5	2.5	
	2.5	4	
	4	999	
	999		Fractured

Figur 2: Rockma AB sin klassifisering av bergmassen med hensyn til sprekker

Det er valgt å benytte glidende gjennomsnitt for å presentere dataene for enklere å kunne visualisere utviklingen i dataene. Glidende gjennomsnitt er en beregning av middelverdien gjennom hele dataserien på gitte intervall. Valget av intervall er basert på mulighet til å se konturene til trenden, og er satt høyere for grafene der det er størst variasjoner.

Ved vurdering av sammenhengen mellom grafene er det ikke lagt vekt på at verdiene til grafene er eksakt like, men at konturene i dataene, som topp- og bunnpunkter stemmer overens. Det er utført en systematisk vurdering av profilintervaller langs tunnelstrekningene med en gradering av god-, medium- og lav sammenheng. Dette er utført på bakgrunn av visuelle vurderinger av sammenhengen mellom grafene.

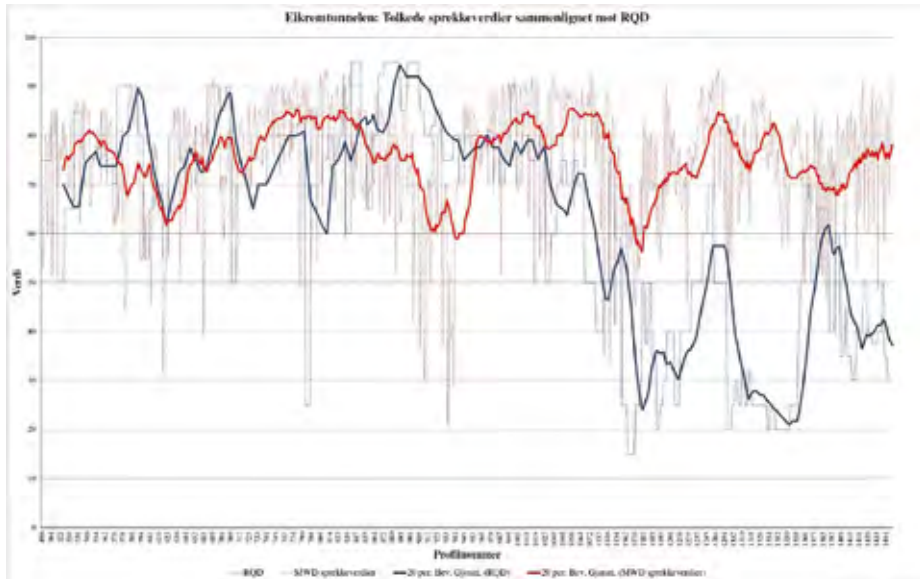
Det er også utført en sammenligning mellom dataene ved å lage XY-plott, for en vurdering av korrelasjonen mellom dataene. Det er valgt å benytte enkel lineær regresjon. Korrelasjonskoeffisienten (R) er alltid et tall mellom -1 og 1 og beskriver en god korrelasjon dersom tallene ligger opp mot enten -1 eller 1 uavhengig av om det er positivt eller negativt stigningstall (Holmøy, 2008). Det er utført lignende korrelasjonsanalyser innen geologiske tema tidligere og på grunnlag av resultatene er det gjort en inndeling av grad av korrelasjoner mellom geologiske data som vist i Tabell 1 (Holmøy, 2008). Det legges også noe skjønn i vurderingene etter hvordan spredningene av dataene er.

Tabell 1: Gruppering av grad av korrelasjon ved regresjonsanalyse av geologiske parametere (Holmøy, 2008).

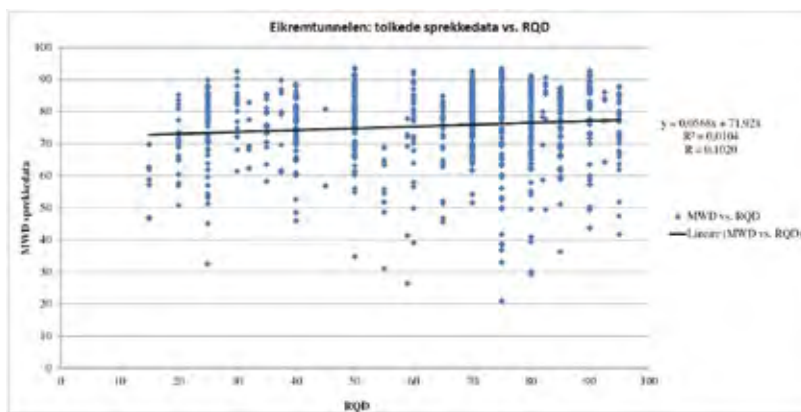
Grad av korrelasjon	Negative korrelasjonsverdier	Positive korrelasjonsverdier
Ingen korrelasjon	-0,2 til 0	0 til 0,2
Lav til medium korrelasjon	-0,3 til -0,2	0,2 til 0,3
Korrelasjon	-0,5 til -0,3	0,3 til 0,5

RESULTATER

Eikremtunnelen

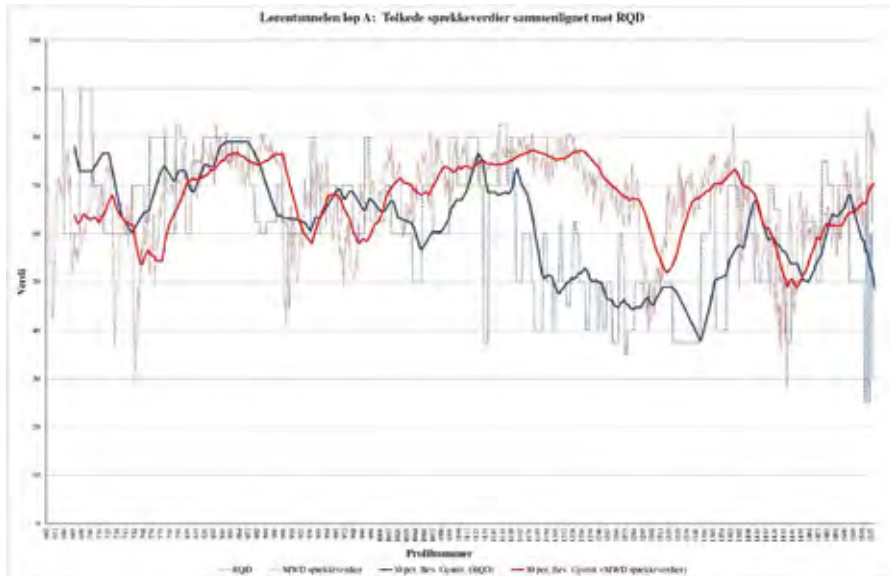


Tunnel	Sammenheng MWD vs. RQD			Total lengde
	God	Medium	Lav	
Eikremtunnelen	12,6 %	47,2 %	40,2 %	954 m

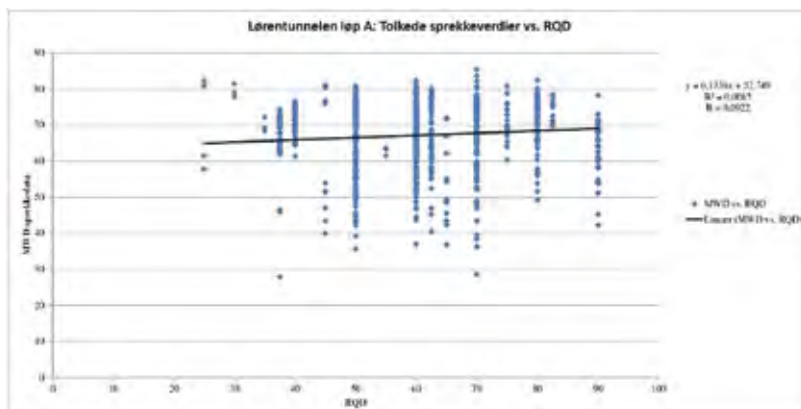


Regresjonsanalyse MWD vs. RQD		
Tunnel	R^2	R
Eikremtunnelen	0,0104	0,1020

Lørentunnelen Løp A

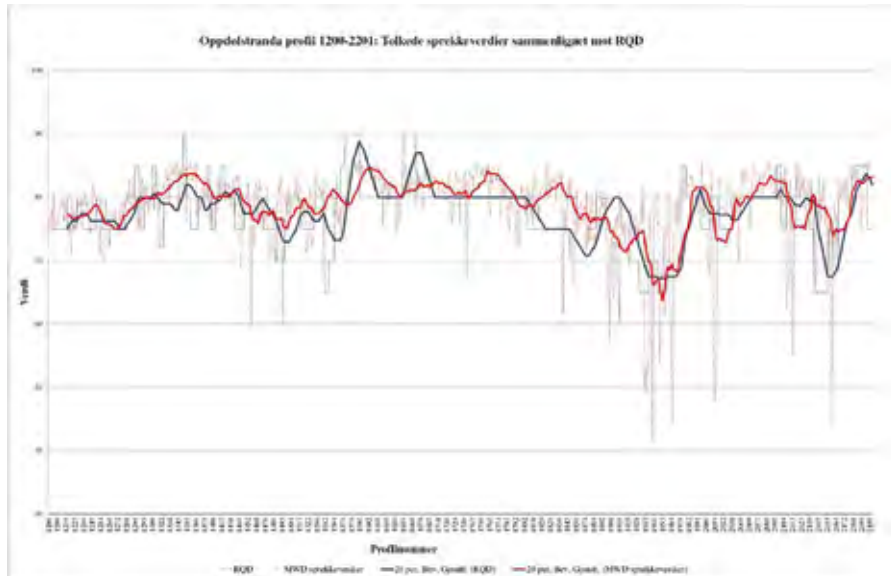


Tunnel	Sammenheng MWD vs. RQD			Total lengde
	God	Medium	Lav	
Lørentunnelen løp A	42,9 %	23,3 %	33,8 %	881 m

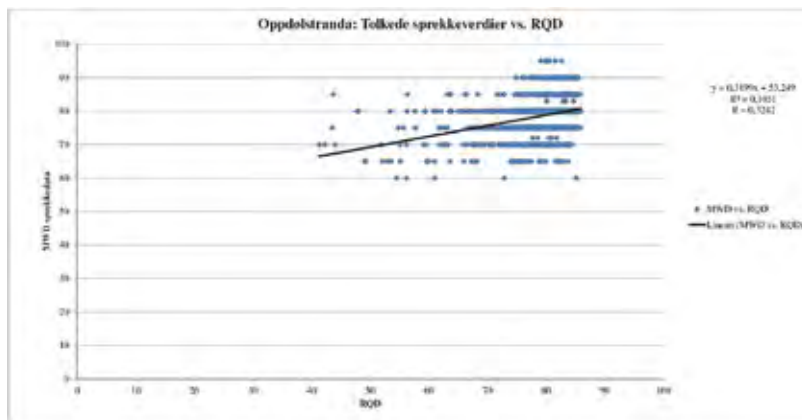


Regresjonsanalyse MWD vs. RQD		
Tunnel	R^2	R
Lørentunnelen løp A	0,0085	0,0922

Oppdølstranda profilnummer 1200 – 2200



Tunnel	Sammenheng MWD vs. RQD			Total lengde
	God	Medium	Lav	
Oppdølstranda	65,5 %	24,5 %	10,0 %	2002 m



Regresjonsanalyse MWD vs. RQD		
Tunnel	R^2	R
Oppdølstranda	0,1051	0,3242

DISKUSJON

Under registrering av MWD verdier foran stoff i tunnelen, er det mange faktorer som spiller inn i nøyaktigheten av resultatene. Usikkerhet i registreringene kan være et resultat av faktorer som spiller inn under boreprosessen. Et eksempel er tilfeller der bormaskinen opereres manuelt og ikke automatisk. Dette kan bidra til forstyrrelser i rotasjonstrykk og materetrykk. Innsamlingsfrekvensen spiller også en stor rolle. Dersom det er valgt å benytte en høy innsamlingsfrekvens vil muligheten for å kunne registrere sprekker bli lavere. Frekvens har derimot lavere betydning ved registrering av hardhet.

For å kunne sammenligne MWD dataene med Q-verdiene i samme graf, har det vært nødvendig å justere verdiene i forhold til hverandre. De relative MWD verdiene ligger lavere på tallskalaen enn RQD-verdiene. Denne justeringen resulterer i at maksimum- og minimumsverdiene til MWD dataene forsterkes og medfører at de tolkede MWD verdiene i enkelte partier viser større utslag enn de kartlagte verdiene.

Q-verdiene er kartlagt av kontrollingeniører på stoff og er dermed påvirket av personlige vurderinger for verdiene som settes. På stoff er det ofte vått og mørkt, og ikke alltid like enkelt å oppdage alle sprekke i berget. De bergmekaniske parameterne kartlegges i berg som er påvirket av sprengning. Rystelsene fra sprengningen vil være med å bidra til at små riss og mikrosprekker kan induseres til større sprekker. MWD dataene som logges foran stoff vil ikke i samme grad påvirkes av dette.

Resultatene for sammenligningen mellom MWD data og RQD for Eikremtunnelen viser en lav sammenheng. Dette kan være grunnet at loggeintervallet av MWD varierer fra 2 cm i starten av tunnelen til 5 cm som er gjeldende for hovedandelen av tunnelen. Oppdølstranda viser god sammenheng og lite variasjon i dataene med hensyn grafene. Dette kan skyldes at store deler av tunnelen er drevet i gneis med god kvalitet og lite variasjoner. For Lørentunnelen viser grafene en forskyvning i forhold til hverandre. Dette kan skyldes at MWD systemet ofte ekstrapolerer lag som faller slakt inn i tunnelprofilen, og disse lagene tolkes derfor å komme inn i tunnelprofilen ved et tidligere eller senere profilnummer enn dens egentlige plassering. Forskyvningen kan også skyldes at MWD-dataene for Lørentunnelen stammer fra injeksjonsboringen. De fleste borehullene er derfor boret med en vinkel til tunnelløpet. Sprekkene vil da påtreffes på en annen måte enn dersom boringen var utført parallelt med tunnelen. Disse områdene inngår heller ikke i tunnelprofilen, så de kartlagte bergmekaniske parameterne er ikke nødvendigvis gjeldende der injeksjonshullene er boret.

SLUTTKOMMENTAR

Det er stor forskjell mellom disse metodene, da MWD er en automatisert prosess som avhenger av at måleinstrument og utstyr fungerer. Kartlegging av ingeniørgeologer har imidlertid usikkerheten ved at det er en subjektiv metode.

Sammenligningene mellom RQD og MWD viser at alle tunnelene prosentvis ligger innenfor god til medium sammenheng mellom dataene. Det er helt klart en sammenheng mellom trendene dataene viser, selv om de tolkede sprekkeverdiene varierer mye mer enn de kartlagte.

MWD har kommet for å bli i tunnelbransjen og burde brukes aktivt i hele prosessen under driving.

REFERANSER

- Bever Control. (2012). *Bever Team 3 Brukermanual*. Hentet 03.13.2012 fra http://bevercontrol.com/customer_support/user_guides
- Cooper, C., & Doktan, M. (2004). Monitoring While Drilling and Rock Mass Recognition. *Proceedings of the 2004 CRC Mining Research and Effective Technology Transfer Conference*, s. 12.
- Holmøy, K. H. (2008). *Sammenhenger mellom ingeniørgeologiske forhold og vannlekkasjer i berg. Resultat av studier av 6 norske tunneler*. Fjellsprengningskonferansen.
- Høyen, A. H. (2012). Personlig kommunikasjon.
- Løseth, F. (1997). *Practical use of the Q-method*. Norges Geotekniske Institutt.
- Palmtrøm, A., & Blindheim, O. T. (2002). *Q-systemet - Muligheter og begrensninger*. Fjellsprengningskonferansen.
- Rødseth, M. K. (2013). *Analyse av sammenhenger mellom MWD-data og bergmekaniske parametre*.
- Statens vegvesen. (2008). *Delprosjekt A, Forundersøkelse - Sluttrapport. Nr. 2538*. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen. (2010). *Håndbok 021 Vegtunneler*. Vegdirektoratet.

NORSK REISELIVS MUSEUM ET REFERANSEPROSJEKT FOR UTFORDRINGER VED BYGGING I BERG

Erik Endre, NGI

Sammendrag

Norsk Reiselivsmuseum (NRM) skal bygges i den stedlige granittiske gneisen i Balestrand. Den granittiske gneisen skal utgjøre visuelle og estetiske elementer i bygget. I gneisen er det vaersaget ut frittstående bergskiver og vertikale veggflater. Bruk av sikringsselementer skal kunne vise et ærlig uttrykk. Samtidig er det et ønske at sikringsselementer ikke overskygger de visuelle trekk. Det skal også være et tørt bygg. Radonnivå i innvendige arealer skal også være akseptabelt.

Norsk Reiselivsmuseum blei formelt stiftet i 1986 som det første og fremdeles eneste i sitt slag i Norden. Det nye Norsk Reiselivsmuseum er under oppbygging i Balestrand. Museet har som mål å bli et dokumentasjonssenter for norsk reiselivshistorie og arbeider for å ta vare på og formidle tema som knyttet til reiselivet.

Byggherre er Statsbygg. Nordplan AS er prosjekteringsleder og utfører byggeteknisk- og brann tekniskprosjektering. Arkitekt er Askim/Lannto arkitekter. NGI har utført ingeniørgeologisk prosjektering og byggeplassoppfølging. Hovedentreprenør er Aasen og Øvreid.

Museet er designet med 2 meter brede og ca 10 meter høye skiver av gneis. Bergskivene har både bærende funksjon for bygget og skal samtidig være del av interiøret. Det er benyttet vaersaging for etablering av skivene og bakvegger i det fremtidige museet. Massene er tatt ut ved konvensjonelle metoder. Statsbygg og administrasjonen for Norsk reiselivsmuseum berømmes for den valgte arkitektoniske løsningen utformet av Askim/Lannto arkitekter. Bygget vil bli et arkitektonisk signalbygg.

En sikringsfilosofi og en injeksjonsstrategi er utarbeidet for på best måte ivareta viktige funksjonskrav. Det er strenge krav til sikkerhet da personell og publikum skal kunne ferdes trygt i arealene.

Sikringsselementer er dimensjonert og plassert slik at de i minst mulig grad skal være synlige, samtidig skal utførelse av bergsikringen skal være gjennomførbar i en utfordrende byggeprosjekt. Entreprenør har utvist stor fleksibilitet i sikringsarbeidet ved at han disponerte gravemaskin med Montabert boreaggregat.

Summary

A Norwegian Museum for Leisure Travel (NRM) in Norway is currently being built in Balestrand, Western Norway. The granitic gneiss at the location will be exposed as visual and esthetic elements in the indoor areas. Two meter thick and up to ten meter high slices of granitic gneiss is cut by wire sawing techniques. Excess masses are taken out by drill and blast methods.

NRM was established formally in 1986 as the first and only museum of its kind in the Nordic countries. NRM will be a center for gathering, preserving and exposing information of the historic development of leisure travel in Norway.

Statsbygg, the Norwegian government's key advisor in construction and property affairs, building commissioner, property manager and property developer together with the administration of NRM are rewarded for their choice of architectural design of Askim/Lanto architects who won the composition on the best design/layout.

A stabilizing strategy and an injection strategy were projected to fulfill functional demands in a best possible manner. Stabilizing elements, mainly rock bolts, were placed so that they made as little impact on the visual and esthetic experience by visitors to the museum.

The contractor Aasen og Øvrelid showed a high degree of flexibility in compliance with the projected safety measures and the execution of the diamond wire sawing.

Innledning

Statsbygg har fått i oppdrag av Kulturdepartementet å stå for prosjektering og bygging av et nytt reiselivsmuseum i Balestrand i Sogn- og Fjordane. Bygget skal i hovedsak romme utstillingsareal, auditorium, magasin, kontor, kafé og resepsjon/salgsdisk. Hovedideen er å nytte fjellet i arkitekturen for å skape en særegen attraksjon koplet til opplevelsen av norsk natur. Vegger mot terrenget vil være fjell skåret ut av bergknausen, og hovedbæreveggene vil vere frittstående bergskiver, synlige i publikums- og utstillingsareala. Berggrunnen er granittisk gneis med lyse farger og vakre tegninger.



Figur 1: plassering av NRM i Balestrand

Norsk reiselivsmuseum er for tiden under bygging i Balestrand. Bygget vil være ferdigstilt i 2014. Bygget er utformet og plassert slik at det er bygget inn i en liten kalle av granittisk

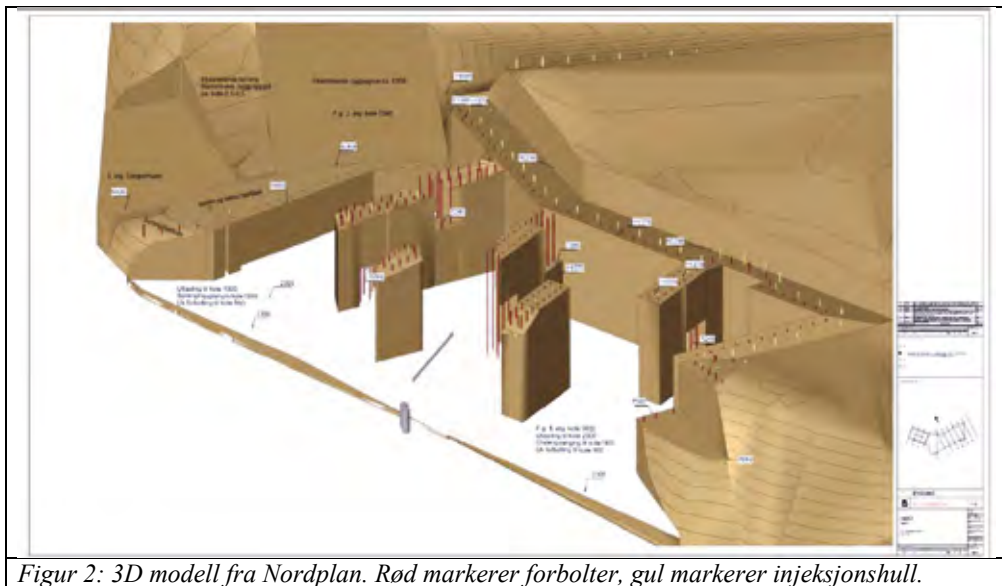
gneis. I denne kollen er det ved vaersaging og konvensjonell sprengning, pigging og utlasting etablert 2 meter brede og opptil ca 10 meter høye skiver i den stedlige gneisen. For å løse oppgaven rasjonelt og innen gitte tidsrammer har det vært en logistisk utfordring å planlegge og gjennomføre vaersaging og samtidig kunne utføre sprengnings- og utlastingsarbeider.

Berggrunn

Berggrunnen i Balestrand er granittisk gneis tilhørende det såkalte grunnfjellet (basement) eller nedre deler av de kaledonske skyvedekker. Strukturen i den middels kornete granittiske gneisen karakteriseres ved til dels kraftig foliasjon med migmatittisk innslag. Det er innslag av skjærbånd i strukturen. Disse er synlige på saget flate.

Bergsikring

Hovedsystemet for stabilisering av bergskivene og flatene som danner bakre veggflater i museet er vertikalt monterte 32 millimeter pulverlakkerte kamstålbolter. Boltelengden er tilpasset slik at de avsluttes under nivå for graveplan. Undersprengning kunne ikke tillates. I tillegg var det nødvendig å sette kortere bolter for å stabilisere bergskivene. Det var et sterkt ønske å unngå at sikringselementene skulle være synlige. Supplerende sikringsbolter er derfor satt som fordyblere uten skive og mutter.



Figur 2: 3D modell fra Nordplan. Rød markerer forbolter, gul markerer injeksjonshull.

Entreprenør disponerte boreaggregat av type Montabert på en gravemaskin. Dette utstyret var en funksjonell forutsetning for å kunne sette supplerende sikringsbolter på en rasjonell måte. Det ble dimensjonert og anvist bolteplasseringer tilpasset utførelsen med dette utstyret.

Rekkefølgen for utførelse av sagesnitt og forsiktig uttak avmasser måtte også tilpasses stabilitetsvurderinger for bergskivene. Anvisning av supplerende sikring er gjennomført fortløpende. Arbeidstegninger for sikringselementer og plassering er også vist på foto.



Figur 3: Montabert på gravemaskin. Innmåling av vinkel for supplerende bergsikring. Utførende underentreprenør Hafstad entreprenør

Mindre ustabile bergvolumer sikres enten med 16 millimeter fordyblere eller med fjerning og gjenstøping med betong.

Det har vært en spesiell utfordring ved at sprekker kunne ha et belegg med leirmineraler også på tilsynelatende lukkede sprekker. Dette har medført at ustabile mindre områder erstattes med betong.

Wiresageteknikken var en forutsetning for gjennomføring av funksjonskravene i prosjektet. Det har vært en krevende oppgave også logistisk med flere parallelle arbeidsoperasjoner i byggegrøp.



Figur 4: utstyr for saging av bergmassen med diamantvaier. Utførende DW wireteknikk

Injeksjon

Bergvolumet som omslutter NRM må være vanntett. I tillegg kan det være slepper i bergvolumet der sprenggasser kan trenge inn. Det ble etablert en injeksjonsskjerm langs bakvegger. Volumene som skulle utgjøre bergskivene ble injisert for å fylle eventuelle sprekker/slepper der sprenggasser kunne trenge inn. Utførelse av injeksjonsskjerm i bakkant mot knausen ble prosjektert som "split spacing". Materialer til injeksjon var prosjektert med mikroement og kolloid silika. Bergmassen var i hovedtrekk tett. Med få unntak gikk det ikke inn verken mikroement eller kolloid silika. Det ble systematisk utført vanntapsmålinger i alle hull.

Sprengning og uttak av bergmasser

Disse prosessene har vært spesielt krevende både med hensyn til geometri, resultat og ut fra svært trange arbeidsforhold. Det ble opprinnelig beskrevet en løsning med sømboring i tillegg til sagesnitt. Underveis ble dette tatt opp i byggemøter. Et bedre alternativ kunne være å etablere to parallelle sagesnitt i forkant av sprengingsarbeidene. Ut fra rammer for gjennomføringstid og kostnader ble det besluttet å gjennomføre forsiktig sprengning uten doble snitt med vaiersaging og ekstra søm. Ekstra søm ville også kunne medføre belastninger mot bergskivene da sagesnittet kunne lukket seg.

Samhandling ARK, RIB og RIG

I dette prosjektet er planleggingen og gjennomføringen av grunnarbeidene (vaiersaging, sprengning og uttak av masser) spesielt krevende siden resultatet også påvirker sluttfinishen på synlige veggflater i museet. Hovedtrekkene kunne planlegges, men detaljer måtte en ta stilling til under utførelsen av arbeidet. Kvaliteten på bergmassen får en ikke vurdert i tilstrekkelig grad før berget er avdekket og bergskivene frigjort. Detaljer i løsningsalternativer måtte også diskuteres i handlingsrommet til ARK, RIB og RIG. Nedføring av laster fra byggkonstruksjonen til bergskivene ble etter slike diskusjoner ført inn slik at fotavtrykket til fundamentene også dekket de vertikale forboltene eller hele toppflaten av bergskiver der dette ikke påvirker det estetiske/visuelle inntrykket.

Tunnel design for Andina 244 mining Project, Chile.

M.Sc Øyvind Engelstad Norconsult AS

M.Sc. Matias Egaña Norconsult Andina SA

SUMMARY

Andina mine is owned by Codelco Chile, which is the world largest copper producer company. The mine is located 80 kilometres to the Northeast of Santiago, capital of Chile. The mine has been operated since 1970 and includes open pit and underground mining. With an estimated investment of US\$ 6.772 million, Andina 244 project is an extension of the existing operations, which aims to enlarge the extracting and processing capacity of the mine from 92.000 tonnes per day to 244.000 tonnes per day. In 2011-2012 Norconsult was engaged to carry out the basic design of the almost 40 kilometres of tunnels of the project. In this document, we review the general aspects of the project, describing the tunnels and some of the considerations included in the design.

SAMMENDRAG

Andina gruen er eid av Codelco Chile som er verdens største kopper produserende selskap. Gruen befinner seg 80 km nordøst av Santiago, hovedstaden i Chile. Gruen har vært i drift siden 1970 og inkluderer dag drift og undergrunn drift. Andina 244 prosjektet er en utvidelse av eksisterende drift og tar sikte på å utvide uttak og prosessing kapasitet av gruen fra 92.000 tonn per dag til 244.000 tonn per dag, med en estimert investering på 6.772 millioner US dollar. I 2011-2012 var Norconsult engasjert til å utføre design av nesten 40 km tunneler i prosjektet. I dette dokumentet evaluerer vi de generelle aspekt ved prosjektet og beskriver tunnelene og noen av våre evalueringer av designen.

ANDINA MINE

Andina mine is owned by Codelco Chile, which is the world largest copper producer company. The mine is located 80 kilometres to the Northeast of Santiago, capital of Chile, in an elevation of around 3700-4200 m.a.s.l. (Figure 1).

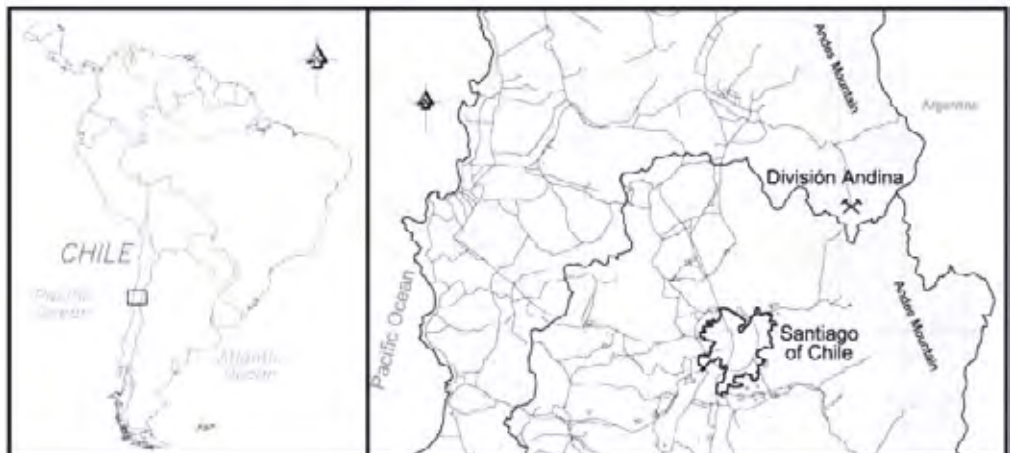


Figure 1: Location of Andina Mine.

The resources belong to Río Blanco ore deposit, which is the third largest copper porphyry deposit in the world. The mine has been operated since 1970 and currently produces annually around 188.494 metric tons of concentrated copper and 2.901 of molybdenum.

Andina mining processes include both, underground and open pit methods. The underground mine is called Río Blanco, as the ore deposit, and uses caving methods. From this area, around 45.000 tonnes of ore are mined every day.

Three open pits have existed in the area: Sur-Sur, Don Luis y La Unión. Currently, only Sur-Sur (Figure 2) is still in production, with roughly 60.000 tonnes per day (TPD).



Figure 2: Open pit area, Andina mine.

ANDINA 244 PROJECT

The project aims to enlarge the extracting and processing capacity of the mine from 92.000 TPD to 244.000 TPD. This means 600.000 tons of copper per year and a extension in the life of the operations of more than 65 years. The estimated investment published by Codelco is US\$ 6.772 million.

The extraction considers both open and underground mining operations. In the first years of the project, the production will come mainly from the expansion of the pit, which will reach an average of 500 KTPD. Nevertheless, at some point the production in the pit will start decreasing and its end is expected in 2051. In 2021 a new underground mine in the area will be opened and mined by Panel Caving method. Together with the existing mines, the underground production is expected to reach almost 70 KTPD in 2046 and start decreasing in 2060 until its end in 2077.

The ore extracted from the open pit will be transported to an area called "Nodo 3500". Important infrastructure will be placed in this area, which includes primary crushers, workshops, refuges, and fuel

and water storage, among others. Once crushed, roughly 30% of the ore (92 KTPD) will be transported to an existing concentration plant (Planta Cordillera) and the rest (180 KTPD) to a new concentration plant. After the processing, the material is split in tailing and concentrated. From Planta Cordillera, the tailings are transported 87 km by a flume to a tailing dam called "ovejería", already in operation, and the processed ore (concentrated) is transported by railways to another plant.

The new concentration plant will be located at around 25 km to the West of the mine. The mineral from the mine will be transported to this plant by conveyor belts running through tunnels. The tailings produced in the new concentration plant will also be deposited in the existing "ovejería" dam. For this, a tailing flume of 43 km length will be required. The processed ore from the new plant will be transported by pipes to another plant.

68% of the industrial water required by the new processing plant will be extracted from Ovejería Dam and reutilized, making the process more environmentally friendly.

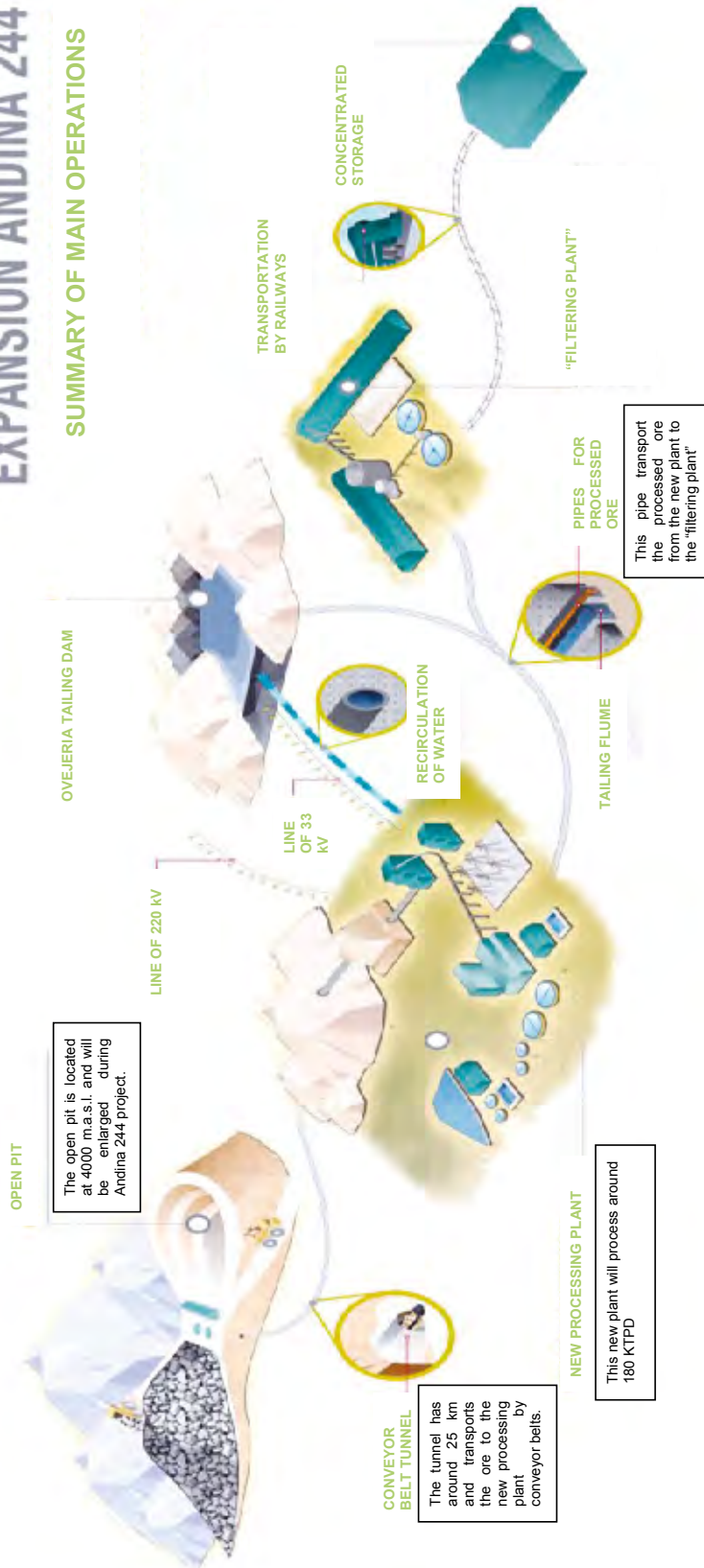
Since the mineral transported by the conveyor belts will go from Nodo 3.500 (3.500 m.a.s.l.) to the new processing plant at 2.150 m.a.s.l., the belts will have a system which allow a power production of up to 10 MW.

A summary of the main processes in the Andina 244 project is shown in the sketch of the following page¹.

¹ The Sketch and the information are based on the environmental impact assessment report of the Project.

EXPANSIÓN ANDINA 244

SUMMARY OF MAIN OPERATIONS



General Geology of the Project Area

The general geology of the project area consists in thick stratified sequences of volcanic and volcano-sedimentary rocks (Figure 3). These are grouped in the geological formations known as Abanico and Farellones, from the early Oligocene-Miocene and the late Miocene respectively. Both units are intruded by plutonic complex called Río Blanco-San Francisco Batholith, from the Miocene-Pliocene. Intrusions consist mainly in diorites, granodiorite and tonalite, among others. Several other intrusion bodies, with varying size, geometry and composition can be identified in the area.

In the surroundings of the intrusions, contact metamorphism and hydrothermal alteration affects the host rock areas and the plutonic bodies.

Non-consolidated deposits cover the most of the areas. These correspond mainly to gravitational deposits. In addition, some areas contain fluvial, glacial and periglacial deposits.



Figure 3: Sedimentary and volcanic sequences of Abanico Formation.

TUNNEL LAYOUT AND DESIGN

General Description

In 2011-2012 Norconsult was engaged to carry out the basic design of the almost 40 kilometres of tunnels of Andina 244 project. The study included different aspects, such as geological assessment, support design, cost and time estimation, portals design and technical specifications, among others.

The tunnels will be constructed for access of the staff, ore transportation to the plant and tailing transportation to the dam (Figure 3)².

⇒ Access Tunnel

This tunnel will connect the Nodo 3500 with the camp and will allow the transportation of the workers mainly during winter season, when the surface conditions are quite adverse. The tunnel has a length of around 6 km, a slope of 10% and a cross section of 7.4 m W and 6 m H.

² The Sketch and the information are based on the environmental impact assessment report of the Project.

⇒ Ore Transportation Tunnel

This tunnel will transport the crushed ore from Nodo 3500 to the new processing plant by the use of conveyor belts. The alignment considers 2 tunnels, called CV1 and CV2, which are connected by a transfer station located in the surface in a creek area, called Riecillos. The tunnels have a cross section of 7.8 m W and 7 m H. They consider a service road of 3.9 m width next to the conveyor belt and a small corridor for personnel transit (see Figure 5).

The conveyor belts will have a width of 2 m and they have a capacity of 10.000 t/h. The conveyors will be able to produce up to 10 MW of energy.

CV1 is 14 km length and will connect the Nodo 3500 with the transfer station in Riecillos. CV2 is 9.4 km length and will connect the transfer station with the stock pile in the new processing plant area.

⇒ Tailing Tunnels

The tailings from the new processing plant will be transported to the Ovejeria Tailing dam in a 43 km length Flume. This will consider 3.5 km running through 2 tunnels, called 3A and 3B. They are 540 m length and 2.900 m length respectively, with a cross section of 6.2 m W and 6.8 m H.

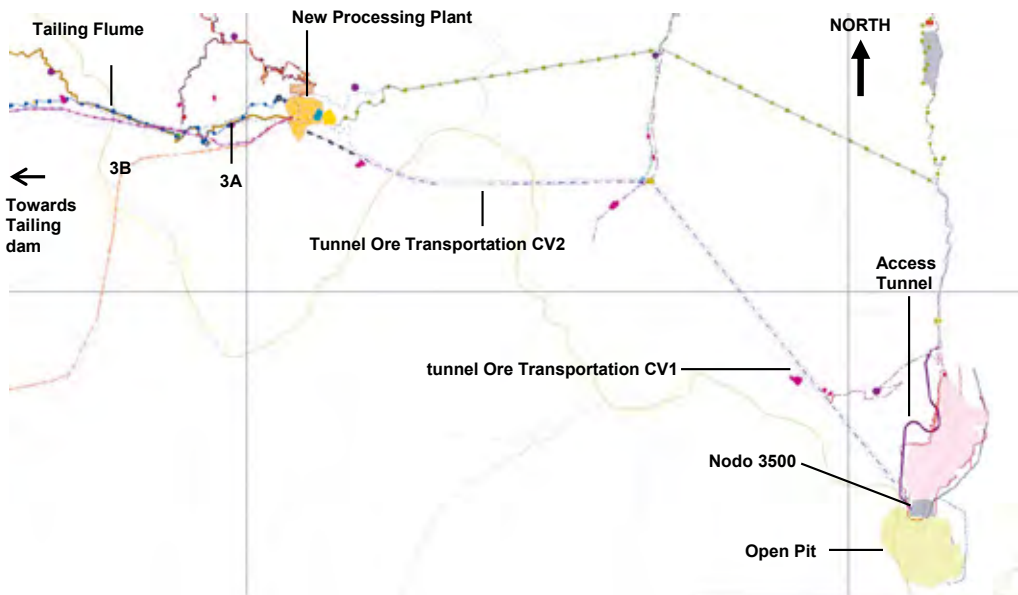


Figure 4: Plan View of the tunnels.

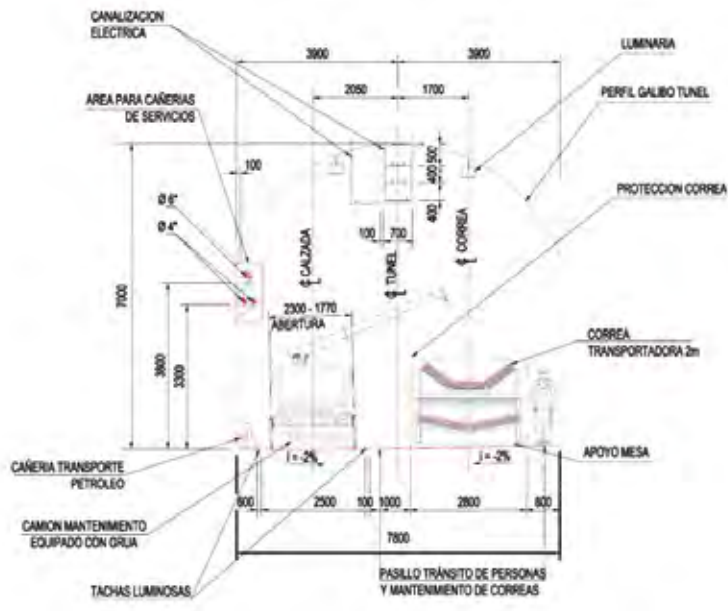


Figure 5: Cross section of the tunnels CV1 and CV2.

Design Considerations

The design lifetime requirement of the tunnels was defined to be 25 years of operation with minimum maintenance. The required life of the tunnels is minimum 50 years. This means that the quality of the support elements must be such that a certain capacity remains after 25 years. The main elements in the rock support will be sprayed concrete and rock bolts. To obtain a design life of 25 years all rock bolts should as a minimum be corrosion protected by hot dip galvanisation. For end anchored rock bolts an additional corrosion protection layer of epoxy should be considered.

An important factor in support design is the possible consequence of an event causing stop or breakdown in the tunnels. It is assumed that rock fall large enough to affect the function of the tunnels is unacceptable. As a consequence of this it is recommended to apply a minimum thickness of sprayed concrete of 60 mm in the roof of the opening also in the best rock mass quality classes. The sprayed concrete support strongly reduces the risk for rock fragment to fall on road, conveyors, culverts, pipes and cables that are vital for reliable operation of the transport system of the mine. Anyway, routines for periodic inspection must be incorporated during the entire lifetime of the

In Chile, the tunnel practices are usually much worse in terms of efficiency and quality from what is seen in Norway. In this context, is important to recommend to Codelco that is absolutely necessary to have experienced people at the excavation front, people able to interpret geology and design the suitable and necessary support, and to have an experienced contractor for professional installation of the support. The wrong design could mean too much or too little support. In the first case the result is detrimental for the economy while in the second case both economy and reliability will suffer. Insufficiencies in installation are detrimental for both economy and reliability.

Main challenges in the next stage of the tunnel design will focus in the investigation of the water leakage and swelling clay potential, which may have a significant impact during the construction stage.

ONR 24810 – The comprehensive Austrian guideline for rockfall protection fences

Gernot Stelzer, Trumer Schutzbauten GmbH, Kuchl, Austria
Ahren Bichler, Trumer Schutzbauten Canada Ltd., Vancouver, Canada

ABSTRACT

In 2008 the ETAG 27 Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits was published and has had a significant effect on the industry and market. Producers of rockfall catchment fences must certify their systems according to standardized reporting of testing and material data. This allows for the users of such systems to have a base level on which systems from different manufacturers can be compared. However, the guideline does not consider best practices for the implementation or the evaluation of safety and maintenance requirements.

In early 2013, the Austrian Standards Institute published the “ONR 24810: Technical protection against rockfall – Terms and definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenance”. This comprehensive national guideline covers a broad spectrum of rockfall mitigation topics including stabilization with anchoring and mesh/nets, embankments and fences, and galleries. Regarding rockfall catchment fences, the guideline extends beyond ETAG 27 by providing engineers and planners a tool for developing safer and more efficient mitigation projects. It outlines a framework beginning with the initial site investigation – which results in the input parameters for the numerical rockfall analysis – followed by the semi-probabilistic verification of the design through the comparison of the impact parameters (e.g. energy and bounce height) with the resistance parameters of the catch fence. Also given are helpful design and constructive rules for anchor design and fence layout and, lastly, suggested maintenance and inspection schedules.

INTRODUCTION

The use of flexible net rockfall catchment fences has a long standing history in Europe. Manufacturers of these fences can be found in several countries and were, until recently, producing and testing according to the national standards or accepted practices in their own respective homelands (e.g. 1,2). With more and more projects being carried out and the increasingly open trade markets between countries in Europe, it became apparent that a unified standard was needed and so in 2008 the European Organisation for Technical Assessment published the ETAG 27 Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection

Kits (3). This document focuses on the methodology by which rockfall catchment fences are tested and how manufacturers must report material properties and system characteristics. Though the ETAG 27 guideline provided a baseline by which systems from competing manufacturers could be compared, it did not provide practitioners a tool for evaluating system safety or for carrying out a mitigation project in a comprehensive manner. To address this issue, the Austrian Standard Institute included a chapter in their “ONR 24810: Technical protection against rockfall – Terms and definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenance” (4) that standardizes the approach to site investigation, design, construction and maintenance of rockfall catchment fences. Though the guideline was written with the intent of an Austrian audience, it has gained attention outside of Europe (5,6) and can be a useful tool for any project. Only those sections of the ONR 24810 that pertain to rockfall catchment fences are discussed herein. The following themes will be summarized: Site Investigation, Semi-probabilistic Design, Anchor and Foundation Design, Constructive Rules, and Maintenance and Inspection.

Consequence Classes

At the heart of the ONR 24810 is the concept of consequence classes that are taken from European Norm EN 1990:2003 “Eurocode: Basis for structural design” (7). The consequence class is a qualitative rating in the case of failure of the system or component being classified with regards to the degree of loss of human life, and economic, social or environmental impacts. Three levels of consequence are defined as high, medium or low as per Table 1. They are arrived at by considering both the effects on the area of protection as well as the effects on the mitigation system’s integrity which yield a global consequence class.

Table 1 - Consequence Classes		
Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	High consequence for loss of human life, or economic, social or environmental consequences very great	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g., a concert hall)
CC2	Medium consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences considerable	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g., an office building)
CC1	Low consequence for loss of human life, and economic, social or environmental consequences small or negligible	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g., storage buildings), greenhouses

From the consequence class rating, the required level of safety of components and characteristics of the planned mitigation structures (e.g. the factor of safety applied to forces used during design, a geometric coefficient applied to bounce heights, or the allowable opening of gaps in a fence

after an idealized event) are determined. As the consequence level increases, so does the level of safety applied.

SITE INVESTIGATION

The primary goal of the site investigation is to verify the hazard and collect information pertinent to the semi-probabilistic design parameters for the mitigation structures through both a desk and field investigation. The ONR 24810 explicitly notes that there should be no design of mitigation measures without conducting a thorough site investigation.

Baseline information is collected during the desk investigation. It identifies elements at risk and the areas of interest to protect prior to entering the field and includes the review of historical data, databases, maps (e.g., topographical, geological, infrastructure, etc.) and other sources that help focus field investigations.

The field investigation is subdivided into three zones: initiation, transition and deposition. Each zone is investigated in an attempt to verify and expand information obtained during the desk investigation. Some examples of information collected for each zone are:

Initiation zone

Rock mass characterization, joint and discontinuity patterns and analysis, failure mechanisms, etc.

Transition zone

Morphology, dampening buffers, evidence of frequency, bounce height indicators, etc.

Deposition zone

Site morphology, relief (relative to initiation zone), identification of debris from previous events, evidence of frequency, bounce height indicators, accessibility (in particular for construction and maintenance), location of elements at risk, etc.

Preliminary analysis of the data is carried out in order to meet the goal of the site investigation, i.e. block size distribution, event frequency distribution, and bounce height distribution. Homogeneous areas are identified and a pre-selection of locations for mitigation measures are defined.

SEMI-PROBABILISTIC DESIGN PARAMETERS

After obtaining the necessary data, a series of steps are undertaken to perform a semi-probabilistic design of the catchment fence.

Design Block Selection

The selection of the design block is made in one of two ways: a simplified approach or standard approach. The simplified approach is used in the case that at least one of the following applies:

- Less than 100 blocks present in the deposition zone
- Less than 100 jointed rock bodies present in initiation zone
- Consequence class defined as CC1
- Event frequency falls under EF1 or EF2 (Table 2)

In this case, an expert can define the block based on their experience and information obtained during the site investigation.

Table 2 - Event Frequency		
Event Frequency Class	Event Frequency n	Fractile for Design Block Size
EF 4 (very high)	$n \geq 10$ (≥ 10 events per year)	V_{98}
EF 3 (high)	$1 \leq n < 10$ (1 to 10 events per year)	V_{97}
EF 2 (low)	$0.03 \leq n < 1$ (1 event per year to 1 per 30 years)	V_{96}
EF 1 (rare)	$n < 0.03$ (< 1 event per 30 years)	V_{95}

In contrast, if none of the criteria for the simplified approach apply, then a standard approach to the block size design is required. This implies that the design block is the 98th fractile of the block size distribution recorded during the site investigation when the frequency class is rated as very high, or the design block is the 97th fractile in the case of a high frequency (as per Table 2).

Modelling of Energy and Bounce Height

State-of-the-art modelling techniques for trajectory analysis are employed using the data obtained from the site investigation and the design block. The results are verified with the site data to ascertain the realism of the model. The distributions of the modeled energy and bounce heights at the pre-selected location for the mitigation structures are reported and used for the verification of the mitigation design.

VERIFICATION OF DESIGN PARAMETERS FOR CATCHMENT FENCE

The basis for the verification that a particular catchment fence is an appropriate mitigation measure for a site follows the basic principle that the design values for the event are less than or equal to the design values of the resistance of the structure (i.e., $E_d \leq R_d$). Keeping to this, the verification of the energy capacity and bounce height are carried out independently. In addition, special performance criteria can also be implemented.

Energy

The verification of the energy capacity of a structure is carried out by comparing the design impact energy ($T_{E,d}$) to the resistance capacity of the structure ($T_{R,d}$). The design impact energy is given as Equation 1 and is equal to the 99th fractile of the energy distribution obtained for the location of interest ($T_{E,k}$) with a partial factor of safety ($\gamma_{E,kin}$), that is defined by the consequence class as shown in Table 3.

$$T_{E,d} = T_{E,k} \cdot \gamma_{E,kin}$$

Equation 1

Table 3 - Partial Safety Factor for Impact Energy			
	CC1	CC2	CC3
$\gamma_{E,kin}$	1.00	1.05	1.15

The resistance capacity is defined by the Maximum Energy Level (MEL) reported for a system by the manufacturer as per ETAG 27 ($T_{k,MEL}$) with a reduction factor ($\gamma_{T,R}$) applied as in Equation 2. The reduction factor is dependent on the consequence class given in Table 4.

$$T_{R,d} = T_{k,MEL} / \gamma_{T,R}$$

Equation 2

Table 4 - Partial Safety Factor for Resistance Energy			
	CC1	CC2	CC3
$\gamma_{T,R}$	1.00	1.05	1.15

The suitability of a system with regards to energy requirements is verified when Equation 3 holds true, i.e. the design impact energy is less than or equal to the resistance capacity. If the statement is false, a system with a higher capacity must be considered.

$$T_{E,d} \leq T_{R,d}$$

Equation 3

Bounce Height

The verification of the bounce height requirement is made by comparing the design bounce height ($h_{E,d}$) with the resistance height of the structure ($h_{R,d}$). The design bounce height is defined in Equation 4 as the 95th fractile of the bounce height distribution ($h_{E,k}$), taken at the upper surface of the block (i.e., **a half block height must be added**), for the location of interest with a geometric coefficient (α_1) applied that is given by the consequence class found in Table 5.

$$h_{E,d} = h_{E,k} \cdot \alpha_1$$

Equation 4

Table 5 - Coefficient of Bounce Height			
	CC1	CC2	CC3
α_1	1.05	1.10	1.30

The design bounce height is then compared to the available nominal heights of the system identified as a plausible system during the energy verification. Available nominal heights are governed by ETAG 27 and are based on the height of the system as tested, whereby:

1. The system cannot be manufactured below the tested height.
2. The system height can only be increased by 0.5 m if tested with a nominal height below 4 m.
3. The system height can only be increased by 1.0 m if tested with a nominal height greater or equal to 4 m.

The resistance height of the system is calculated in Equation 5, where the allowable nominal height of the system according to ETAG 27 ($h_{R,k}$) is reduced by a reduction coefficient (α_2) according to the consequence class in Table 6.

$$h_{R,d} = h_{R,k} / \alpha_2$$

Equation 5

Table 6 - Coefficient of Structure Height			
	CC1	CC2	CC3
α_2	1.00	1.05	1.10

The verification of the system with respect to height is then validated if the design bounce height is less than or equal to the resistance height as per Equation 6.

$$h_{E,d} \leq h_{R,d}$$

Equation 6

Performance Criteria

A last set of criteria is defined related to the effects of the MEL impact on the catchment fence. Where, for example, the residual height of a fence is reported and classified under the ETAG 27, the opening of gaps in the net near post locations (as shown in figure 1) are only reported but not evaluated. Gap openings such as this are a common occurrence in systems as elasticity of the net is limited in this area. These openings can allow subsequent material to pass through the system, and indicate a general elastic behaviour of the system. As such, the amount of allowable opening is defined according to the consequence class as indicated in Table 7. Other criteria under this category include what components are allowed to fail/rupture. This extends beyond ETAG 27 where elements such as nets, ropes or strands within ropes are allowed to fail, though they must be reported.

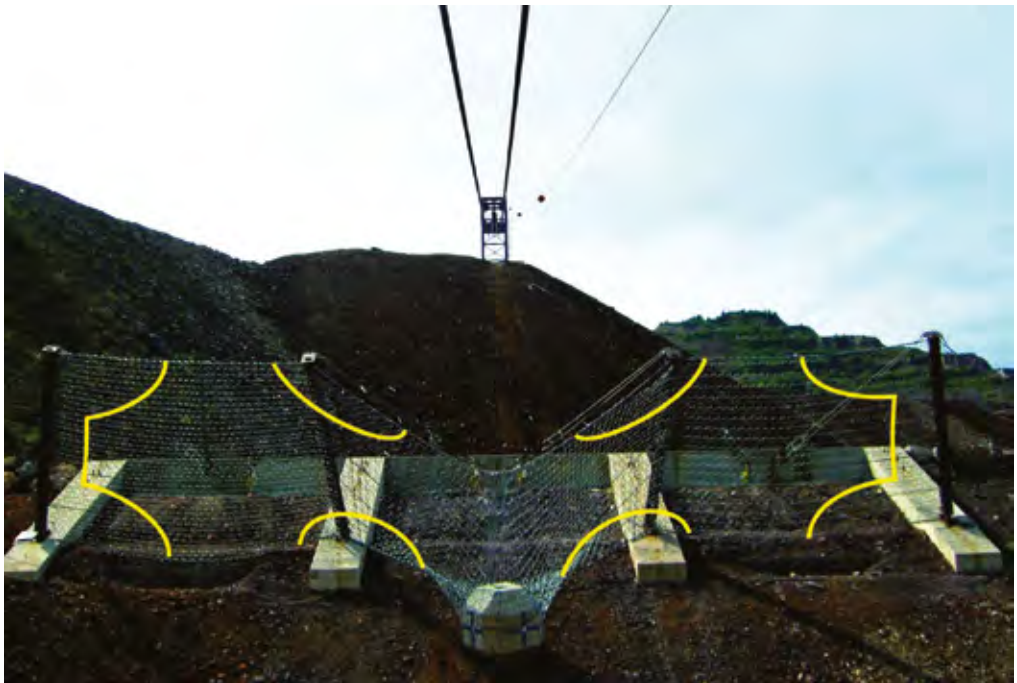


Figure 1: Potential zones for openings and damages on a rockfall catchment fence due to the MEL impact

Table 7 - Optional Requirements for Rockfall Catchment Fences	
Consequences Class	Unacceptable Damages During an MEL Test

CC3	- No opening of nets greater than or equal to 0.2 m below the residual height, between the lower bearing rope and net. - No openings between the end posts and the net greater than or equal to 10% of the nominal height if the end fields are located within the hazardous area. - No rupture of the main nets, bearing ropes or retaining ropes or the strands. Single wires are allowed to break (as long as it is not through the entire strand). - A rupture of the sewing rope or component used to attach the primary net to the bearing ropes is not allowed.
CC2	- No opening of nets greater than or equal to 0.4 m below the residual height, between the lower bearing rope and net. - No openings between the end posts and the net greater than or equal to 10% * of the nominal height if the end fields are located within the hazardous area. - No rupture of the main nets, bearing ropes or retaining ropes. - A rupture of the sewing rope or component used to attach the primary net to the bearing ropes is allowed if a new load bearing net border is installed as non-positive connection to the bearing rope.
CC1	- No additional requirements. ETAG 27 certification sufficient.

* If the lateral openings are greater than or equal to 10% of the nominal height, the length of the line has to be extended by a half module length. If the end module lies outside of the hazardous area this condition can be neglected.

As an example, rockfall catchment fences tested that experienced either a rupture of the net or an opening of greater than 20 cm around the posts would receive full certification but would not be allowed to be used for projects having a high consequence class.

VERIFICATION OF ANCHOR AND FOUNDATION DESIGN

The design of foundation components is a somewhat contentious issue dependent on the project engineer's experience and local regulations. For our purposes, the design of anchor components is limited to rock and soil anchors that are bearing elements which apply both compression and tension forces into the ground and are hereafter referred to as micropiles.

Micropiles are further defined as having a borehole diameter of less than 300 mm and a reinforcement element (e.g., monobar anchor) diameter less than 150 mm. In Austria, the reinforcement element must have a national, i.e. Ministry of Traffic, Innovation and Technology

(BMVIT), or a European, i.e. EOTA, approval. In addition, the following requirements apply when using micropiles:

- Minimum borehole diameter of 90 mm except in solid rock, with minimum 20 mm coverage of reinforcement element
- Minimum distance between micropiles is 1 m with the exception of base plate anchors
- Reinforcement element is centred in hole
- Minimum inclination 15 degrees from horizontal
- Injection begins from bottom of hole
- Micropiles that undergo primarily compression must use reinforcement tubes or concrete blocks or similar in the first 0.5 m for weathered or fractured rock or 1 m in soils
- The micropile is oriented to minimize shear loading on the anchor

As with the catchment fence, the verification is divided into two components: an effect side and resistance side.

On the effect side, the maximum force monitored during an ETAG 27 MEL test (E_k) is used for determining the design force (E_d). If multiple ropes are connected to a single anchor, then **the maximum forces from each rope are added in a scalar fashion**. A partial factor of safety (γ_E) equal to 1.5 is applied to this force (Equation 7).

$$E_d = E_k \cdot \gamma_E$$

Equation 7

This method of adding forces is extremely important and often neglected resulting in under designed anchors. In many instances forces are added as vectors. If such a summation is used, then every anchor point must be considered individually with regards to the geometry of ropes and anchor positions. This is impractical, unrealistic and normally inefficient with regards to costs. If summed forces are given by manufacturers, they should clearly state how these forces were determined.

On the resistance side, two verifications are necessary: the cross section of the steel reinforcement element, and the verification of the surface between anchor grout and underground.

Verification of Steel Cross Section of Micropile

The resistance force ($R_{d,t}$) of the steel cross section of the micropile is determined by the product of the the cross section of the element and the characteristic yield strength divided by the product of a partial factor of safety ($\gamma_{s,t}=1.15$, as per OENORM B 1997-1-1:2010 (8)), and a model parameter ($\eta_{Mod}=0.95$) as shown in Equations 8 and 9.

$$R_{d,t} = R_{k,t} / (\gamma_{s,t} \cdot \eta_{\text{Mod}})$$

Equation 8

$$R_{k,t} = A_s \cdot f_{y,k}$$

Equation 9

Verification of Surface Between Anchor Grout Body and Underground

For the case that pre-production anchor pull tests are conducted, the characteristic value of pull out force ($R_{t,d}$) is defined by Equations 10 and 11. The value of pull out force is the lesser of the average pull out force ($(R_{t,m})_{\text{mitt}}$) divided by a distribution coefficient (ξ_1) or the minimum pull out force ($(R_{t,m})_{\text{min}}$) divided by a second distribution coefficient (ξ_2), where the distribution coefficients are defined based on the number of pretests as per Table 8. In both cases a partial factor of safety ($\gamma_{s,t}$) is applied.

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_{s,t}$$

Equation 10

$$R_{t,k} = \min[(R_{t,m})_{\text{mitt}} / \xi_1, (R_{t,m})_{\text{min}} / \xi_2]$$

Equation 11

Table 8 - Distribution Coefficient Depending on Number of Pretests					
n =	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00
ξ_2	1.40	1.20	1.05	1.00	1.00

When no anchor pull tests are performed and values for the skin friction of the anchor grout surface are obtained from literature, then a model factor based on the consequence class is applied as per Table 9 in Equation 12.

$$R_{t,d} = R_{t,k} / (\eta_{P,t} \cdot \gamma_{s,t})$$

Equation 12

Table 9 - Modell Factors for Resistance of Foundation of Rockfall Catchment Fences				
Resistance	Symbol	CC1	CC2	CC3
Micropile under axial pressure	$\eta_{p,c}$	1.25	1.25	1.30
Micropile under axial tension	$\eta_{p,t}$	1.25	1.25	2.50

The results of the verification are compared to available anchors and an appropriate selection and subsequent design is conducted.

CONSTRUCTIVE RULES

Some basic rules for the layout and construction of rockfall catchment fences are also defined by the ONR 24810. They are based on expert opinion and field experience, as described below.

Distance between catchment fence and object of protection

To ensure that the elements at risk are sufficiently far from the rockfall catchment fence, a factor of safety of 1.2 is applied to the maximum elongation distance as reported for the MEL test in the ETAG 27 documentation but where a minimum of the maximum elongation plus 1 m is observed.

Post spacing

It is not recommended to deviate from the approved tested post spacing for a system by more than ± 2 m.

Row length without internal anchor

The length of a catchment fence without internal anchoring (i.e., directing the forces of the bearing ropes into the ground) shall not be more than 60 m.

End field placement

Since end fields are not tested for impacts, the last module should extend beyond the primary hazardous area. If the system has a tendency for the net to pull away from end post $\geq 10\%$ of the residual height, then this is absolutely necessary.

Direct rock wall connection

There are two accepted scenarios for terminating a fence into a rock wall that differ in how the fence reacts to impacts in the end field, specifically the degree to which the net is pulled away from the wall. The accepted configurations are shown in Figures 2a and 2b.

Gully nets

Where gaps are present below the lower bearing rope due to undulating topography, the same net type must be used to fill the gap. No influence on the primary system is allowed (e.g., shortening of the elongation path, blocking of brake elements, etc.). Figures 3a and 3b show schematics of two potential solutions for gullies.

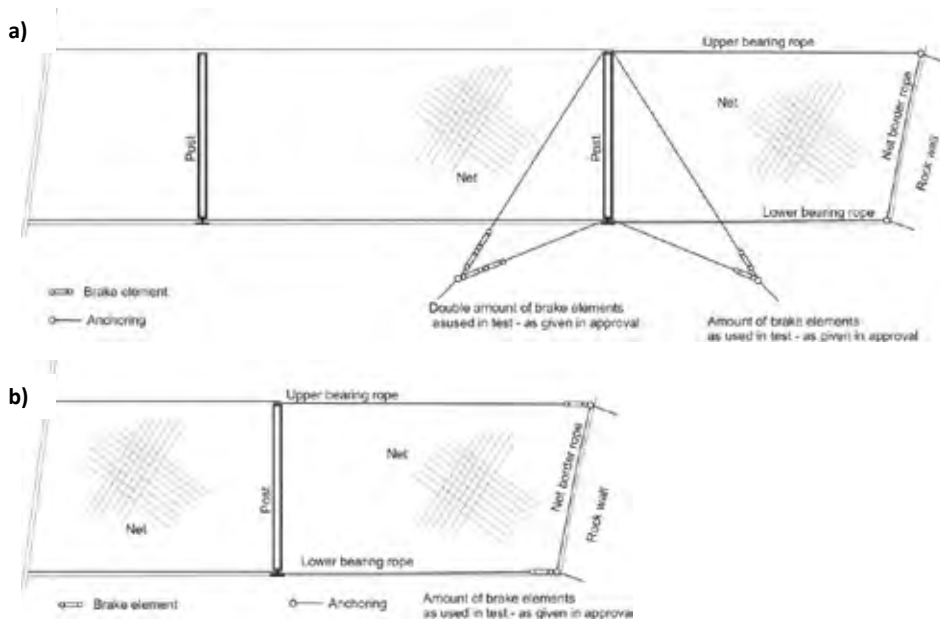


Figure 2 - Accepted solutions for the termination of a system into a rockwall where a) extra internal anchoring is used, and b) direct connection is used.

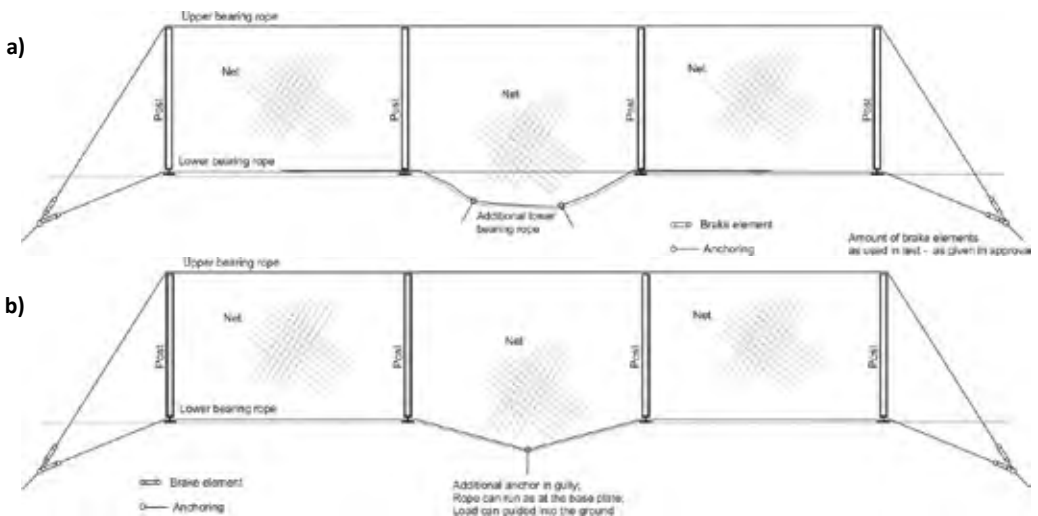


Figure 3: Solutions for gully nets where a) additional anchoring and an additional bearing rope are used, and b) additional anchoring with no additional bearing rope is used.

MAINTENANCE AND INSPECTION

Once the installation of a mitigation measure has been carried out, the structure starts its lifetime with the highest level of functionality, which decreases over the time. As shown in figure 4 a critical state is defined whereby the structure can no longer meet the requirements of functionality. If the state of the structure drops below a critical state (as represented by the red line), the mitigation measure has reached the end of its life and has to be considered as not working or not existing. As such, a new protection structure has to be installed. The lifetime can be extended by the implementation of a periodical inspection and maintenance procedure, by which the state of the structure will be kept above the critical state over a longer period, thus prolonging the allocation of new resources required to bring the site into an acceptable safe state again.

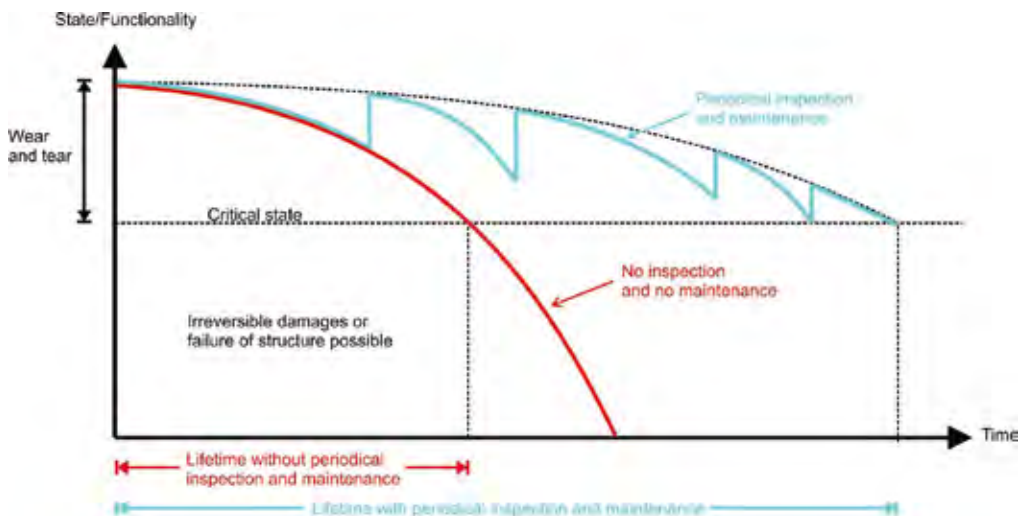


Figure 4: Lifetime with and without periodical inspection and maintenance

At the beginning of the periodical inspection and maintenance, detailed documentation is required to establish a baseline of the structures. From this, the status of the system can be evaluated during future inspections in order to determine necessary maintenance.

Table 10 - Inspection types				
Inspection type	Frequency	Responsability	Execution	Result
On-going inspection	yearly	obligated to maintain	by experts or trained personnel	LU-protocol

Control inspection	every 5, 7 or 10 years depending on consequence class	obligated to maintain	by experts	K-protocol
Test inspection	as needed	obligated to maintain	by experts or team of experts	P-protocol

The ONR 24810 covers the topic of maintenance and inspection in a general way that can be applied to all mitigation measures described in the document. The general methodology is laid out in Table 10 and consists of three primary inspection protocols: On-going inspection (LU-protocol), Control inspection (K-protocol) and Test inspection (P-protocol). A fourth type of inspection, Post-event inspection (SK-protocol) is a special case after an event has impacted the system. Examples of components of these protocols are limited to rockfall catchment fences herein.

LU-protocol

The on-going inspection is a yearly inspection conducted by experts or trained personnel. It includes checking brake functionality, elongation and residual capacity, net deformation and damage, damages to ropes, verification of nominal height, evaluation of debris in the system, etc.

K-protocol

The control inspection is conducted only by an expert on a schedule determined by the consequence class: every 10, 7 or 5 years according to a consequence class of low, medium and high, respectively. This protocol includes the LU-protocol but also evaluates possible corrosion of components such as brake elements, nets, ropes, posts and base plates, or any connecting elements. An evaluation of the foundation is also required where corrosion and deformation of micropiles are evaluated, as well as the state of erosion surrounding them along with the general condition of concrete foundations (e.g., evidence of cracking, spalling, flaking, corrosion of reinforcement elements if visible, etc.). Finally, a general evaluation of the state of the system compared to the most recent inspection report is conducted. Table 11 summarizes qualitative levels of system conditions with suggested actions and appropriate timeframes.

Table 11 - Qualitative Levels of System Status				
State Class	Structural Safety	Fitness for Use	Time to Start Measure	Examples at Rockfall Catchment Fences
1	given	given	long-term	no damage visible
2	given	given	long-term	minimal corrosion, minimal wear and tear
3	given	given	middle-term	plastic deformation of net, visible deformation brake element
4	limited	very limited	short-term	eroded or buckled micropiles, deformed posts, strongly deformed brake elements, decreased nominal height, rope ruptures, deformed shackles and wire rope clips, pulled micropiles,

				filled nets, broken welds
5	not given	not given		completely destroyed

SK-protocol

The post-event inspection is conducted by an expert and is in response to an event. It is independent from scheduled inspections and is used to determine the status of the system. It can result in the request for a test inspection.

P-protocol

This test inspection is conducted by an expert or possibly by an inter-disciplinary expert team. It is conducted on an as-needed basis when the status of a system or system component is identified by a previous inspection as indeterminable and which deems further, more detailed inspections are necessary. The nature of the test inspection will depend on the component(s) being inspected and may include more intrusive/involved test procedures to help determine the overall safety or state of the system (e.g., anchor pull tests).

SUMMARY

With the accepted standardisation of materials and testing procedures for rockfall catchment fences comes a need for the standardisation of their implementation and safety/maintenance evaluation. The ONORM 24810 describes a framework for the planning, implementation, construction and subsequent maintenance of rockfall mitigation measures that fills this gap. It includes methodology for the verification of suitability of a particular measure with respect to predicted event characteristics. Specifically regarding rockfall catchment fences, it draws on ETAG 27 documentation provided by catch fence manufacturers for the purpose of verifying that a particular system meets requirements determined during the site investigation and the engineering design. Constructive rules and maintenance routines are presented that help ensure a proper installation and the continued safe upkeep of the system.

Acknowledgements

The authors would like to thank all of the members of the ONR 24810 working group that contributed to this valuable document.

REFERENCES

1. Austrian Service for Torrent and Avalanche Control WLV, *WLV-Richtlinie für den Eignungsnachweis und risikobezogene Zusatzkriterien für Steinschlagschutznetze*, July 2010.

2. Gerber W., *Swiss Guideline for the Approval of Rock-Fall Protection Kits*. WSL & Swiss Agency for the Environment, Forests and Landscape (SAEFL), 2001.
3. EOTA, *Guideline for European technical approval of falling rock protection kits (ETAG 027)*, February 2008.
4. Austrian Standards Institute, *ONR 24810, Technical protection against rockfall - Terms and definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenance*, 2013.
5. Stelzer G., Bichler A., *ONR 24810 – A Comprehensive Guideline for Building Better Rockfall Protection Structures*, 64nd Highway Geology Symposium, North Conway, USA 2013
6. Stelzer G., Bichler A., *ONR 24810 – A Comprehensive Guideline for Rockfall Protection Works: Its Application to Catchment Fences Building Better*, GeoMontreal 2013, Montreal, Canada 2013
7. CEN. *EN 1990:2003, Eurocode – Basis of structural design*. 2005.
8. Austrian Standards Institute. *OENORM B 1997-1-1:2010, Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules; National specifications concerning OENORM EN 1997-1 and national supplements*, 2010.

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

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

EN NASJONAL SATSING PÅ SIKKERHET I KVIKKLEIREOMRÅDER

National Strategy for Landslide protection in sensitive clay areas

V Thakur¹, F Oset¹, M Viklund², E Lyche³, Kristian Aunaas¹, Ellen E D Haugen³, Odd Are Jensen³, May-Britt Sæter², Ingrid Havnen³, Stein – Are Strand³, Bjørn K Dolva¹

¹ Statens vegvesen Vegdirektoratet

² Jernbaneverket

³ Norges vassdrag- og energidirektoratet

Sammendrag

I regi av delprosjekt kvikkleire til Naturfareprosjektet (www.naturfare.no) gjennomfører etatene en rekke forskning- og utviklingsaktiviteter knyttet til kvikkleire. Denne artikkelen presenterer og diskuterer noen foreløpige resultater fra delprosjektet bl.a., definisjoner til områdestabilitet, databaseutvikling, skredstatikk, skred i strandsonen, grunnundersøkellesmetoder for karlegging av kvikkleireområder, sikkerhetsfilosofi, progressivbrudd modellering og stabilisering av kvikkleireskråninger.

Abstract

The article presents some results from the sub-Project «Landslide challenges in sensitive clays» of the Natural Hazards project (www.naturfare.no). Based on the recent findings, this paper discusses some aspects related to definition of local and overall stability of slopes, database developments, shoreline slides, site investigation for mapping of sensitive clays, regulatory framework, progressive failure modelling and the stabilisation methods.

Innledning

Kvikkleire er vært kjent og omtalt som en utfordring i forbindelse med skred. Det har skjedd mange kvikkleireskred siden Verdalskredet i 1893. Oversikt over 33 kvikkleireskred i Norge er vist i Tabell 1. Årsakene til disse skredene har vært; naturlig erosjon og menneskelig aktiviteter. Siden Rissaskredet i 1978 har det vært mye fokus på utvikling i undersøkelsesmetoder, beregningsverktøy og forståelsen av kvikkleirens materialoppførsel. Regelverket knyttet til prosjektering og bygging har etter hvert også blitt omfattende. Likevel er det en del områder hvor vi fortsatt må konstatere at det er behov for mer materialkunnskap, og likeledes et behov for videre utvikling av regelverket både for utbygging og for eksisterende infrastruktur og bebyggelse. Delprosjekt Kvikkleire til det tverretattlig prosjektet *Naturfare-Infrastruktur, flom og skred* (NIFS; 2012-2015) har tatt disse utfordringene som utgangspunkt. NIFS rapport nr. 33-2012 som kan lastes ned fra www.naturfare.no gir en omfattende informasjon om delprosjektet. Delprosjektet har gjennomført en rekke forskningsaktiviteter i 2012 og i 2013. Denne artikkelen presenterer noen av disse resultater. En del av disse resultatene er tatt fra rapportene utarbeidet i regi av NIFS av våre samarbeidspartnere Norges geotekniske institutt, SINTEF, Multiconsult As, NTNU, Norges Geologiske Undersøkelse.

Tabell 1: Skred i norske sensitive leirer (Thakur et al. 2013)

Year	Landslide (Ref. [^])	Type	L_R	L_F	V	c_{ur}	S_t	I_L	I_P
			[m]	[m]	[10 ⁵ x m ³]	[kPa]	[-]	[-]	[%]
1940	Asrumvannet ¹	F				0,1	200	3,1	13
1626	Bakklandet ²	FL	70	50		0,1	30	2	6
1988	Balsfjord ^{3,22}	F	400		8	1	30	3	6
1974	Båstad ⁴	F	230	700	15	0,53	35	1,8	8
1953	Bekkelaget ⁵	FL/F	145	20	1	0,11	150	2,4	11
1953 ¹	Borgen ⁶	RR	165		1,6	0,7	100	1,2	20
1928	Brå ⁷⁻⁹	FL	197	300	5	0,24	75	2	
2012	Byneset ^{10,20}	FL	400	870	3,5	0,12	120	3,9	4,8
1955	Drammen ⁵	RT	45		0,04	2,5	4	1,1	11
1625	Duedalen ^{8,9,11,21}	FL	410		5	0,07	209		
1996	Finneidfjord ¹²	RR	150	850	10	0,4	60		
1980	Fredrikstad ^{13,14,15}	RR	45	22	1	<0,5	20	1	20
1959	Furre ¹⁶	FL /F	300	90	30	0,1	115	2,1	11
1974	Gullaug ¹⁷	F /FL	150		1,25	2	7.5		
1967	Hekseberg ¹⁸	FL	700	300	2	0,25	100	2,4	4
2009	Kattmarka ¹⁹	RR	300	350	3-5	0,24	63	2,9	8
1994	Kåbbel ²⁰	F	100	10	1	<0,5	>50	>1,2	20
1944	Lade ^{8,9,13,21}	FL	40	62	0,05	2,12	6.6	1	
2002	Leistad ^{22,15}	F	250	25		0,15	110	1,5	6
1989	Lersbakken ^{15,22}	F	65	75	0,75		38-62		
1954	Lodalen ²³	FL	40	10	0,1	17	3	0,8	17
2010	Lyngen ²⁰	F	153	411	2-3	0,14	51.4	2,1	
2000	Nedre Kåbbel ²⁰	F	120	10	1,8	<0.5	>50	>1,2	20
1978	Rissa ²⁴	RR&F	1200		50-60	0,25	100	2	5
1995	Røesgrenda ²⁵	RR	100	50	0,02	0,1	186	>1,2	<10
1974	Sem ^{15,26}	FL	100	20	0,68	1,4	8-14		
1965	Selnes ²⁷	F	230	>400	1,4	0,35	100	2,3	7
1962	Skjelstadmarka ²⁸	F	600	2800	20	0,83	80	1,1	10
1816	Tiller ^{8,10,22,23}	FL			55	0,1	90	2,7	4
2012	Torsnes ²³	RR	25		0,063	<0,5			22
1953 ¹	Ullensaker ^{29,30}	RR	195	1500	2	0,35	42	1,9	6,7
1893	Verdal ^{6,10,11,21}	F	2000	5000	650	0,2	300	2,2	5
1959	Vibstad ³¹	FL	250	250	10	5	8	0,2	17

* L_R = skred lengde, L_F = utløpsdistanse; H = skråningshøyde; V = skredvolum; c_{ur} = omrørt skjærfasthet; S_t = sensitivitet, w = vanninnhold, w_L = flytegrense, I_P = plastisitet indeks, I_L = flyteindeks; NA = utilgjengelig, F = flyteskred, FL = flakskred RR = retrogressivskred, RT = rotasjonsutglidning. ^References: ¹Mayerhof(1957),²Egeland and Flateland (1988),³Rygg and Oset(1996),⁴Gregersen and Løken (1979),⁵Eide and Bjerrum (1955),⁶Trak and Lacasse (1996),⁷Holmsen (1929),⁸Reite et al. (1999),⁹Trondheim Municipality reports, ¹⁰Thakur (2012), ¹¹Furseth (2006),¹²Longva et al. (2003),¹³Holmsen and Holmsen (1946),¹⁴Karlsrud (1983),¹⁵Thakur et al. (2012), ¹⁶Hutchinson(1961),¹⁷Karlsrud (1979),¹⁸Drury (1968),¹⁹Nordal et al. (2009),²⁰NVE reports, ²¹Natterøy(2011), ²²NPRA reports, ²³Sevaldsen (1956), ²⁴Gregersen (1981), ²⁵Larsen (2002), ²⁶NGI(1974), ²⁷Kenney (1967), ²⁸Janbu (2005), ²⁹Bjerrum (1955), ³⁰Jørstad (1968), ³¹Hutchinson (1965) ¹ Disse to navn er det samme skredet

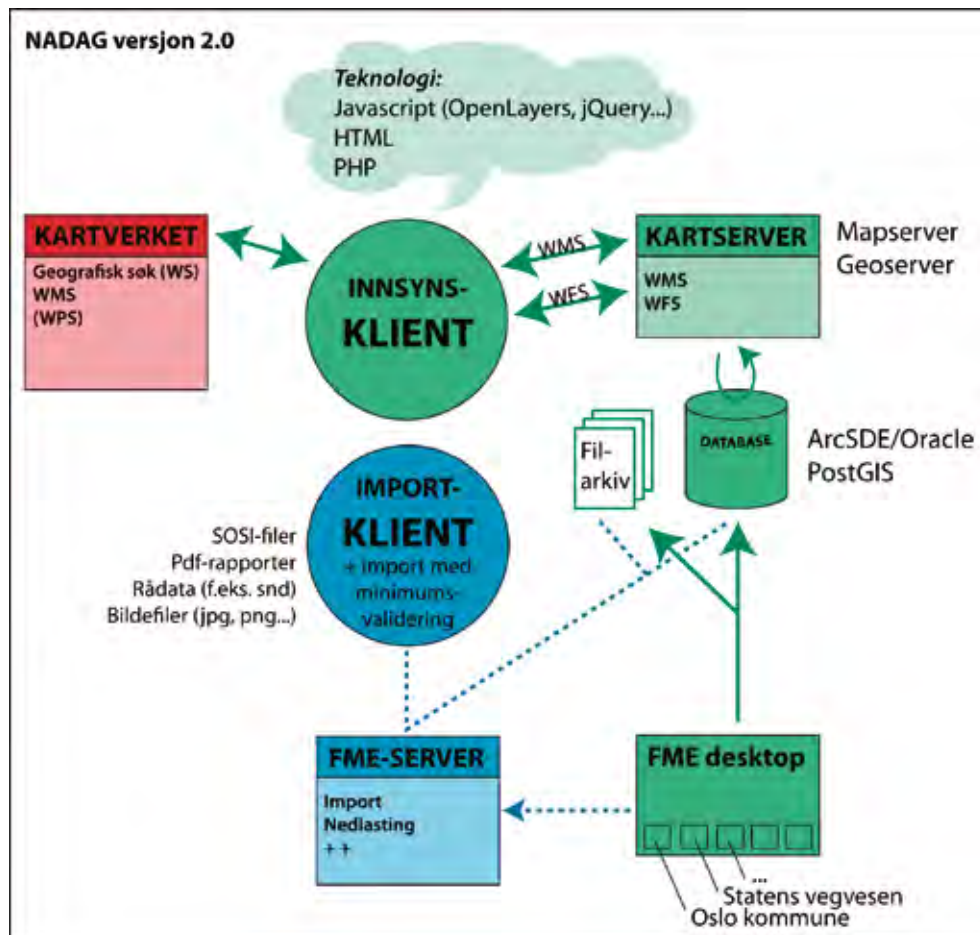
2 Lokal og områdestabilitet

Interngruppen til delprosjekt kvikkleire foreslår definisjon og avgrensninger angående begrepet lokal- og områdestabilitet. **Lokalstabilitet** er betegnelsen på en lokalt avgrenset stabilitetstilstand med mulighet for brudd (utglidning) i grunnen. For utbyggingstiltak kan utløsende årsaker være utgraving /fylling, runnbelastning, pelearbeid e.l. For naturlige skråninger kan utløsende årsaker kan være erosjon eller naturlig poretrykksendring. Bruddet (utglidningen) avgrenses innenfor det lokale influensområdet for spenningsendringen som tiltaket fremkaller, eller som har oppstått i skråningen. Typiske eksempler: Lokalt grunnbrudd under fylling eller fundament (bæreevnebrudd), lokal utglidning av graveskråning i

Områdestabilitet er betegnelsen på en stabilitetstilstand der et lokalt brudd (se ovenfor) kan initiere en omfattende progressiv fram- eller bakovergripende bruddutvikling/skredbevegelse i sprøbruddmaterialer; typisk kvikkleire. Det lokale (initielle) bruddet kan utløses i både seig- og sprøbruddmaterialer. I begge tilfeller vil det lokale bruddets influensområde påvirke og igangsette et progressivt brudd i tilstøtende sprøbruddmateriale. Hvis sprøbruddmaterialet har større utstrekning og mektighet utenfor det lokale influensområdet, kan større områder komme i skredbevegelse. Skredbevegelsen kan bli omfattende der det omrørte sprøbruddmaterialet får fritt utløp i fallende terreng. Skredmassenes utløpsdistanse vil avhenge av nedstrøms terrenggradient og lokaltopografi, sprøbruddmaterialets omrørte skjærfasthet, samt mektighet og volum over utløpsnivå. Sikkerhet mot områdemessige stabilitetsbrudd ("kvikkleireskred") skal utredres der tiltaket er lokalisert i eller nedenfor områder med sprøbruddmaterialer (Faresoner). Krav til sikkerhet for tiltaket skal minimum møte krav i TEK10, nærmere spesifisert i NVEs retningslinjer R2/2011.

Et av effektmålene i delprosjekt kvikkleire er å utvikle en web-basert løsning der alle tiltakshavere og myndigheter til en hver tid har oppdatert informasjon om grunnforhold og kvikkleiresoner med utredninger og farevurderinger. Det er ingen tvil om at det norske samfunnet vil kunne spare betydelige midler og ressurser om alle grunnundersøkelser utført av stat, kommune og andre offentlige aktører ble gjort tilgjengelig for alle. For å svare på dette behovet, samarbeider NIFS-etatene med NGU for å få utviklet en Nasjonal Database for Grunnundersøkelser (NADAG). I første omgang skal alle grunnundersøkelsene, både rådata og datarapporter, utført av NIFS-etatene og NGU gjøres tilgjengelig gjennom en nettbasert innsynsklient. På sikt skal alle kommuner og andre offentlige aktører kunne dele sine grunnundersøkelsesdata gjennom NADAG. Det åpnes også for at private aktører som ønsker å formidle at de har undersøkelser i et område kan gjøre det. Arbeidet med å utvikle løsningen ble påbegynt i 2013, og det er lagt opp til at man i løpet av 2014 skal få mulighet til å legge inn, og hente ut data fra NADAG. NIFS har også bestilt et mulighetsstudium av NGI for å se på mulighetene for å dele nøkkelresultater fra blokkprøvetaking. NGI har brukt

blokkprøvetaker siden 1992 og samlet resultater fra forsøk utført på blokkprøver. Resultatene fra blokkprøvedatabasen er av stor interesse for fag -og forskningsmiljøet både nasjonalt og internasjonalt. Videre kan det nevnes at NIFS-etatene jobber med å utvikle en database hvor alle geotekniske rapporter kan gjøres tilgjengelig.

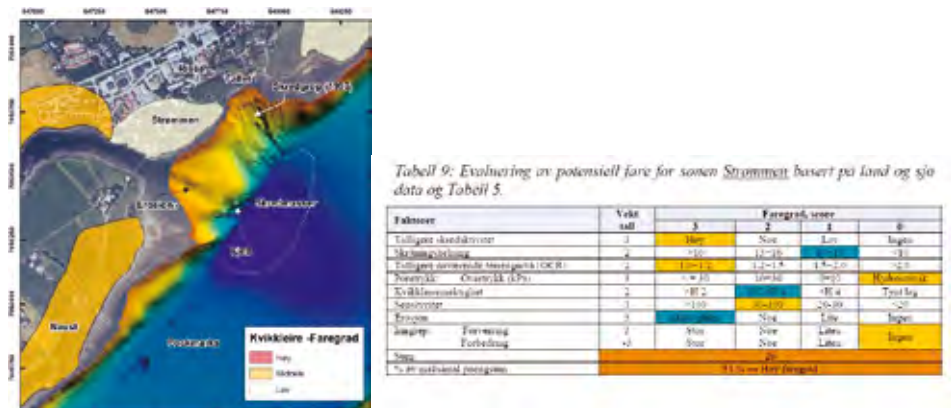


Figur 2. Dataflyt med klienten i sentrum for Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG). Versjon 1.0 er en innsynsløsning med realisering av SOSI-standard for Geotekniske undersøkelser (datamodellen). Grønt er teknologi og komponenter ved NGU, rødt viser ekstern avhengighet. Blått er utvidelse av versjon 1.0 som inkluderer import/eksport. Figur fra NGU.

4 Kartleggingsgrunnlag for kvikkleiresoner i strandsonen

Svært mange kvikkleireskred kan relateres til små eller store inngrep i strandsonen. Den regionale kvikkleirekartleggingen har i liten grad vektlagt forholdene i strandsonen, og det er ofte liten kunnskap om pågående prosesser og lite data om terreng under vannlinjen, som ofte er vanskelig tilgjengelig (batymetri). Delprosjekt kvikkleire jobber med å komme fram til anbefalte metoder for kartlegging av kvikkleire i strandsonen, samt å gjøre tilgjengelig

eksisterende data om sjøbunnens topografi for å muliggjøre bedre og mer helhetlige stabilitetsvurderinger i strandsonen. NIFS rapport nr. 26-2013 gir en oversikt over skredproblematikken i strandsonen og foreslått en definisjon av strandsonen i skredkartleggingssammenheng. Aktuelle metoder for sjøbunns-kartlegging var presentert med et fokus på å synliggjøre eksisterende data. NIFS-rapporten tilgjengelig på www.naturfare.no. Foreløpige resultater som er presentert i NIFS rapport 26-2013 viser at med hjelp av detaljert sjøbunnsdata er det mulig å foreta en reevaluering av faresonen basert på en integrasjon av land- og sjødata. For eksempel, NIFS rapport 26-2013 presenterer en slik øvelse bl.a. for Strømmen i Rissa kommune. Figur 3 (venstre) viser kvikkleiresone Strømmen som er opprinnelig vurdert som en lav faregradsone, men en evaluering (se Figur 3(høyre)) basert på land- og sjødata og metodikken beskrevet av Gregersen (2008) faregraden har økt til høy faregrad i Strømmen. Videre arbeid å revurdere faregraden for 20 tidligere kartlagte kvikkleiresoner i strandsonen med bruk av eksisterende geotekniske data og nyere batymetriske data er i gang.



Figur 3. Faregradsvurdering av kvikkleiresone-Strømmen (a) basert på bare land data; (a) basert på land og sjø data. (NIFS rapport 26-2013).

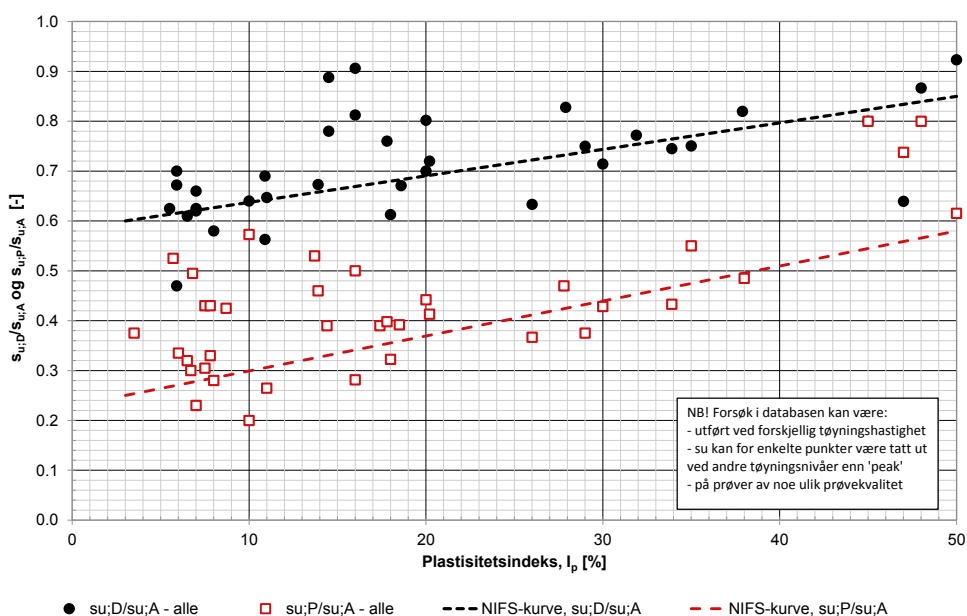
5. Sikkerhetsfilosofi og regelverket

Målet for denne aktiviteten er å samordne etatenes regelverk og sikkerhetsfilosofi innenfor tema som områdestabilitet og lokal sikkerhet for tiltak i terreng med forekomst av kvikkleire eller sprøbruddmateriale. I tilknytning til dette arbeidet har det blitt utført flere utredninger. På oppdrag fra arbeidsgruppen i prosjektet har arbeidsfellesskapet SINTEF/Multiconsult utarbeidet en rapport som belyser forutsetninger for likestilling mellom bruk av absolutt materialfaktor og prosentvis forbedring (NIFS rapport nr 80-2012). Rapporten oppsummerer hovedtrekkene i sikkerhetskrav for stabilitetsberegninger slik de foreligger fra TEK10, Eurokode 7 (NS-EN 1997-1:2004+NA:2008), NVE, Statens vegvesen, og Jernbaneverket. Den angir begrensninger på hvilke usikkerheter som ligger «innbakt» i partialfaktor for materialfasthet. Rapporten anbefaler at det skilles mellom krav til sikkerhet for lokalstabilitet og områdestabilitet ved et anleggstiltak i terreng med kvikkleire eller sprøbruddmateriale. Anbefalingen er at det kreves absolutt materialfaktor for sikkerheten lokalt ved tiltaket, mens områdestabiliteten kan behandles etter prinsippet med prosentvis forbedring. Det pågår videre

utredninger med tanke på teknisk beskrivelse av skillet mellom lokal- og områdestabilitet, og videre forutsetninger for innarbeidelse i etatenes retningslinjer.

Bruken av faktorer for anisotropiforhold i stabilitetsberegninger har vært varierende i det geotekniske miljøet. Omfanget av lokal prøvetaking med prøver av god kvalitet har i mange prosjekter vært begrenset eller fraværende, og faktorene har ofte vært anslått på skjønn eller empirisk grunnlag. Det er utarbeidet en rapport fra SINTEF/Multiconsult om bruk av anisotropiforhold i stabilitetsberegninger i sprøbruddmaterialer (ref: NIFS rapport 75-2012). Rapporten inneholder sammenstilling av data med antydninger til trendlinjer.

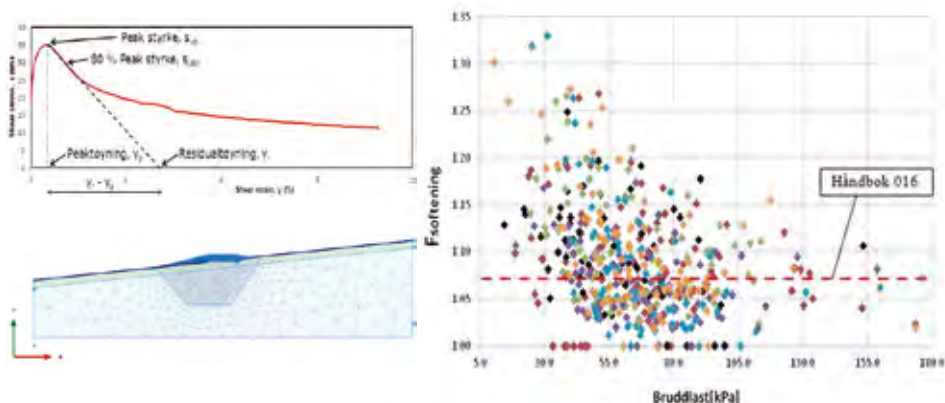
Temaet har vært gjennomgått i en workshop i Trondheim med deltakelse fra NTNU, NGI, SINTEF, Multiconsult, NVE, Jernbaneverket og Statens vegvesen, oppsummert i NIFS rapport 55-2013. En arbeidsgruppe arbeider videre for å fremme et omforent forslag til empiriske anisotropifaktorer til bruk i prosjekter hvor det ikke foreligger lokale prøver.



Figur 4. Sammenstilling av ADP-forhold mot I_p ; data fra NGI og Multiconsult med eksempel på trendlinje (NIFS rapport 75-2012).

Etatene har et samarbeidprosjekt med NGI som heter «Effekt av progressiv bruddutvikling for utbygging i områder med kvikkleire» siden 2010. NGI har kvantifisert effekten av "strain-softening (se Figur 5-venstre)" i forbindelse med geoteknisk prosjektering av vegfyllinger i svakt hellende terreng med sensitiv leire ved hjelp av elementmetodeanalyser. Effekten av "strain-softening" var beregnet ved hjelp av elementmetodeprogrammet Plaxis og en spesialversjon av den anisotrope totalspenningsmodellen NGI-ADP som inkluderer reduksjonen i skjærstyrken etter maksverdien. For å unngå det karakteristiske problemet med nettavhengige resultater i forbindelse med elementberegninger av softeningmaterialer er det benyttet en "ikke-lokal" tøyingsformulering. Dermed kan man ved hjelp av input parametere kontrollere sprøheten til materialet i områdene som "softner". Jostad et al (2013) og Jostad og Fornes (2012) i NIFS rapport 33-2012 viser at en gjennomsnittlig effekt av strain-softening er bare

9% og i det kun 2,5% tilfellet effekten var mer enn 20% (Figur 5- høyre). NIFS har samarbeid med NGI å kvantifisere effekt av strain-softening i ravinger. Det kan forvente resultater i begynnelse av 2014.

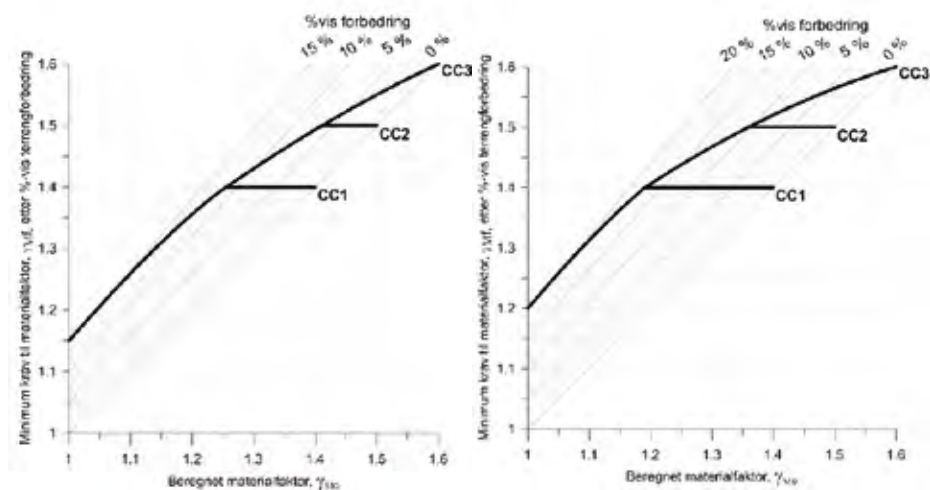


Figur 5. Plaxis-beregninger for en skråning med helning lik 6 °. (NIFS rapport 33-2012; Jostad et al. 2013).

Bruk av prosentvis forbedring har i Vegvesenets retningslinjer blitt betraktet som en unntaksbestemmelse. Utgangspunktet har i så måte vært publikasjon nr 178 «Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk» fra Norges Byggstandardiseringsråd (1979), hvor det i kapittel 5.1.1 er angitt «I noen tilfeller går etablert sikkerhetspraksis i stabilitetsanalyse ut på å treffe tiltak som reduserer den beregnede skjærspenning langs potensielle glideflater med 10-20 %». NVEs veilder (2011) og Hb016 anbefaler ulike krav til prosentvisforbedring. NIFS rapport 74-2012 presenterer to nye forslag til å samordne kravet etter prosentvisforbedring. De er vist i Figur 6. NIFS rapport 74-2012 anbefaler to forslag for et felles prosentvis krav som også gir felles resulterende materialfaktor. Prinsippet bak de nye forslagene er:

- Ekstra fokus på $1,2 \geq \gamma_{M0} \geq 1,0$. Ikke-lineær (elliptisk) form til prosentvis forbedring av γ_{M0} er brukt.
- Et felles krav til prosentvis forbedring hvor γ_{Mf} er avhengig av konsekvensklassene
- Felles krav etter den resulterende materialfaktor γ_{Mf} for $1,2$ (eller $1,25$) $\geq \gamma_{M0} \geq 1,0$. Her er 1,2 eller 1,25 avhengig av forslagene.
- $\gamma_{Mf} = 1,4$ kan oppnå når $\gamma_{M0} \geq 1,2$ (eller $1,25$). Her er 1,2 eller 1,25 avhengig av forslagene.

Forslag 1 anbefaler forbedring av γ_{M0} på minst 15 % dersom beregnet materialfaktor (γ_{M0}) i utgangspunktet er 1,0. Kravet har en elliptisk formel mellom beregnet materialfaktor (γ_{M0}) 1,0 og 1,20. Deretter er prosentvis forbedringskravet til γ_{M0} lineært mot kravet til absolutt materialfaktor (γ_M) avhengig av konsekvensklasse (CC). Se Figur 6 (Venstre). Forslag 2 anbefaler forbedring av γ_M på minst 20 % dersom beregnet materialfaktor (γ_{M0}) i utgangspunktet er 1,0. Kravet har en elliptisk formel mellom beregnet materialfaktor (γ_{M0}) 1,0 og 1,25. Deretter er prosentvis forbedringskravet til γ_{M0} lineært mot kravet til absolutt materialfaktor (γ_M) avhengig av konsekvensklasse (CC). Se Figur 6 (Høyre).



Figur 6. Krav til materialfaktor γ_{MF} etter prosentvis forbedring av γ_{M0} (Vensrte): Forslag 1- maks 15 % forbedring (Høyre); Forslag 2- maks 20 % forbedring (NIFS rapport 74-2012).

6 Grunnundersøkellesmetoder for kartlegging av kvikkleire

Denne aktiviteten tar sikte på å lage en veiledning for hvilke grunnundersøkelser og nødvendig omfang som skal benyttes for kartlegging av sprøbruddsmateriale. Det vil her bli lagt vekt på å belyse feilkilder ved dagens metoder og erfaringer, med hensikt å få omforente tolkningsmodeller. I tillegg skal delaktiviteten videreutvikler dagens tolkningsmodeller for feltundersøkelser.

NIFS rapport 46-2012 beskriver dagens praksis mhp påvisning av sprøbruddsmateriale for de mest benyttede sonderingsmetodene. Herunder metoder, prosedyrer for gjennomføring, prinsipper for detektering av sensitive materialer, og usikkerheter og feilkilder i tolkningen. Disse er belyst med konkrete eksempler hentet fra praksis. Videre gis det det forslag til forsknings- og utviklingsoppgaver for forbedring av dagens praksis innen detektering av sprøbruddsmateriale. I rapporten vises det til at tradisjonelle sonderingsmetoder, som i mange tilfeller er tilstrekkelig for påvisning av kvikkleire, også kan gi feilaktige konklusjoner om kvikkleireforekomster i begge retninger, dvs ikke påvises sikkert fra sonderinger alene. Videre viser studiet at det ikke er noen nevneverdige forskjeller mellom totalsondering og dreietrykksondering, mens dreietrykksondering gir rimelige gode påvisninger på grunne dyp avhengig av tykkelse på tørrskorpe og mektigheten av kvikkleira. CPTU derimot har visse begrensninger, men gir igjen et bredt datautvalg for tolkning av geotekniske parametere som i enkelte tilfeller gir mindre behov for prøvetaking og kostbare laboratorieundersøkelser. En videreutvikling av metoden vil derimot trolig forbedre påvisningspotensiale betydelig.

NIFS rapport 41-2013 inneholder beskrivelse av blokkprøvetakingsutstyr, prosedyrer for bruk i felt, håndtering av blokkprøvene, samt lagring og oppdeling. Rapporten inneholder også sammendrag av resultater fra ødometerforsøk og udrenerte skjærforsøk på blikkprøver og presenterer korrelasjoner med tanke på rutineparametere. Bruk av blokkprøver kan gi muligheter for å dokumentere høyere skjærfasthet enn ved 54mm prøvetaker, og gi potensielle

besparelser ved optimal prosjektering. Det er enkelte aspekter som er viktig å ta hensyn til ved valg av designfasthet og materialfaktor (bruddutvikling, tid etc.). Likevel vil effekt av prøveforstyrrelsen kunne utgjøre en vesentlig gevinst, avhengig av prosjekt.

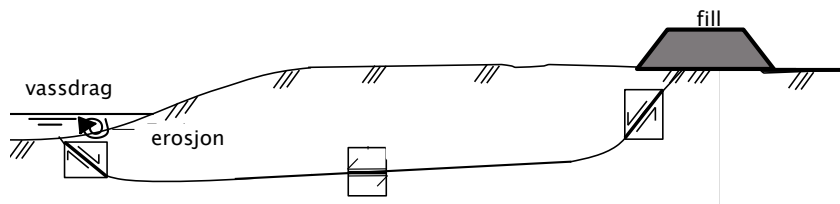
CPTU er blitt en mye brukt metode for fastsettelse av styrkeparametere i områder under marin grense. Statens Vegvesen har satt i gang et prosjekt der laboratoriedata samles i en database for å kunne lage korrelasjoner for ulike norske grunnforhold. Denne databasen kan sammenstilles med feltundersøkelser for å lage korrelasjoner mellom felt- og laboratoriedata. RCPTU har vært lite brukt i Norge så langt. Det er ønskelig å utvide bruken av metoden for å samle data til en database slik at man får bedre forståelse og om mulig lage en tolkningsmodell for sikrere indikasjon av sprøbruddmateriale basert på resistivitet og konvensjonelle CPTU-data. RCPTU dataene må korreleres mot data fra høykvalitetsprøver. Sintef/Multiconsult gjennomfører en studie i dette tema. Første trinn av studien skal leveres i løpet av 2013.

Statens Vegvesen har bygd et mobilt laboratorium for rask prøveutskyvning etter prøveopptaking i områder med sprøbruddmateriale. Dette for å eliminere forstyrrelser som følge av tids- og transporteffekt på prøve kvaliteten. Det mobile laboratoriet må testes ut og prøveresultater evalueres for å påvise, eventuelt avkrefte effekten på prøveforstyrrelsen. Laboratoriet foretar prøveutskyvning, rutine-, treaksial- og ødometer forsøk.

På grunn av begrenset kapasitet på laboratoriene er det ofte slik at sensitive leireprøver svært sjelden testes rett etter prøvetaking. En slik lang forsinkelse/lagring gir ikke bare redusert troverdighet for testresultater, men kan også bidra negativt ved å øke usikkerheten bak dimensjonerende verdier. Prosjektet vil gjøre en arkivstudie og gi en oppsummering av tilgjengelig materiale og resultater fra tidligere undersøkelser. Målet er å finne ut om det er mulig å angi maks. anbefalt lagringstid for ulike prøvetyper og prøvedybder i forhold til oppnåelig prøve kvalitet.

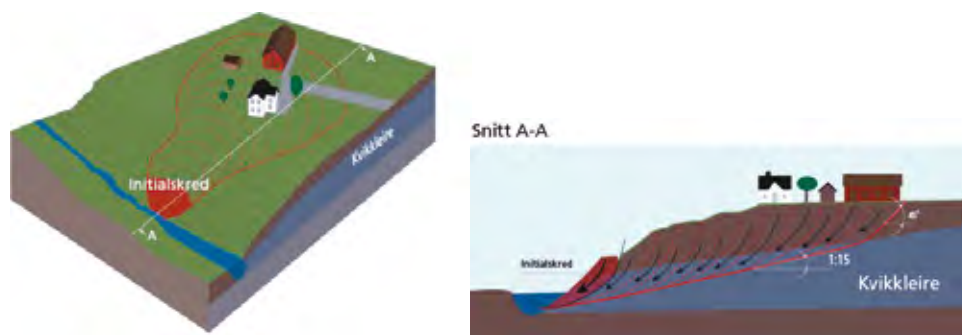
7 Sprøbruddmateriale

NVEs veileder 1/2008 definerer (i et tillegg) begrepet «sprøbruddmateriale» som et skredfarlig materiale med en øvre grense for omrørt skjærstyrke på 2,0 kPa. Denne grensen er fire ganger høyere enn grensen som karakteriserer kvikkleire. I de siste årene har det vært mye diskusjoner rundt denne grensen. Konsekvensene av et unødvendig konservativt valg er økte prosjekteringskostnader, mulige forsinkelser og kostbare sikringsløsninger.



Figur 7. Skråningsstabilitetsproblem i alle strain-softening materialer inklusiv kvikkleirer og sprøbruddmaterialer. De nederste figurene er tatt fra utkastet til NVEs nye veileder.

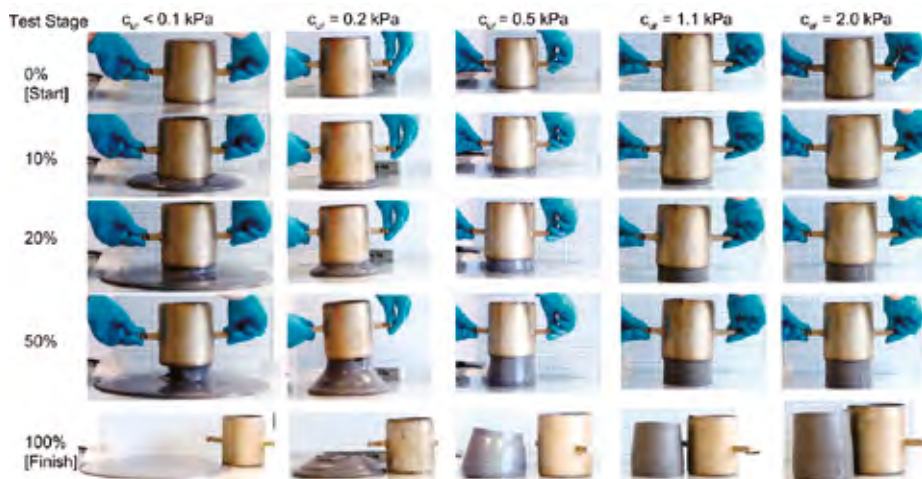
Figur 2.1 og Figur 2.3 (også vist i Figur 7 her) i utkastet til NVEs nye veileder illustrerer stabilitetsproblemer i sprøbruddmaterialer. Denne type problemstilling gjelder for alle typer sprøbruddmateriale, uavhengig av omrørt skjærstyrke og sensitivitet. Alle materialer som har sensitivitet mer enn 1.0 gir progressivbrudd pga strain-softening oppførsel. En slik progressiv bruddtype er mer avhengig av bl.a. aktiv skjærfasthet, in-situ spenninger, skjærbåndtykkelse (t_{sb}) og anisotropiforhold. Denne typen utfordring er et skråningsstabilitetsproblem. Utbygging på slike jordarter krever at man tar hensyn til en suksessiv bruddutviklingsprosess, som vi har sett i mange skredtilfeller bl.a. i Rissaskredet i 1978; Kattmarkaskredet i 2009; Lyngenskredet 2010; Bynesetskredet i 2012. Denne bruddutviklingsprosessen er vist på Figur 8 her og i Figur 2.5 i den nye NVEs veileder.



Figur 8. Skredmekanismen i norske kvikkleirer. Figurene er tatt fra det nye utkastet til NVEs kvikkleireveileder (2013).

Omfang av skredet og utløp av skredmassene blir hovedsakelig avhengig av topografien og kvikkleirens egenskaper i omrørt tilstand. Det er grunn til at definisjonen av kvikkleire i følge NGF (1974) tar hensyn til omrørt skjærstyrke. Etter utgivelsen av NVEs retningslinje 1/2008 «Planlegging og bygging i fareområder langs vassdrag» med vedlagt teknisk veileder "Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper", har det vært en utvikling i fagmiljøet knyttet til områdestabilitetsvurdering i sprøbruddmaterialer. Det har pågått et omfattende arbeid i for å studere definisjonen av sprøbruddmateriale. Vi har samlet data fra 33 norske kvikkleireskred (se Tabell 1), og i tillegg utført kvikkhetsforsøk (se Figur 9) på 60 prøver fra 3 ulike steder i landet. Resultatene bekrefter at et materiale med omrørt skjærstyrke $< 1,0$ kPa kan potensielt gi fare for kvikkleireskred. Det har blitt publisert flere artikler av NIFS- delprosjekt «Kvikkleire» med dette tema, og problemstillingen har blitt diskutert med både nasjonalt og internasjonalt fagmiljø. Litteraturen viser en at skredmekanismer som i flyteskred er mindre sannsynlig i sensitive leire med omrørt skjærfasthet > 1 kPa. Dette har blitt validert i lys av observasjoner fra veldokumenterte skred i Norge (se Tabell 1). Vi har presentert en laboratorieprosedyre som fokuserer på den omrørte oppførselen av sensitive leirer i form av en numerisk verdi referert til som kvikkhet, Q . Kvikkhetsforsøket ble utført på mer enn 60 prøver fra tre skred områder. Disse resultatene viser at sensitive leire med omrørt skjærfasthet > 1 kPa er ikke utsatt for flyteskred. Denne studien peker derfor på at omrørt skjærfasthet > 1 kPa er en rimelig grenseverdi hvor omfanget av et skred vil begrenses til mindre lokale skred. I Canada er det studert mer enn 108 leirskred som viser at flyteskred (som er vist i Figur 2.5 i det nye utkastet til NVEs kvikkleireveileder) er mulig bruddmekanisme i materiale som har omrørt skjærstyrke mellom 0,08-0,8 kPa. Kapittel 1 i fagboken «Landslide in sensitive clays» skrives det: "Many authors also agree to the fact that large retrogressive landslides in

sensitive clays only occur when the remoulded shear strength of the soil is less than 1.0 kPa and when the liquidity index is larger than 1.2 (Lebuis et al. 1983 ; Tavenas et al. 1983 ; L'Heureux 2012 ; Thakur et al.,2013; Demers et al.,2013).



Figur 9. Kvikkhetsforsøk. Flytende oppførsel i omrørte sensitive leirer med ulike omrørt skjær- fasthet. Slutt resultater (100 %) viser at materiale som har omrørt skjærfasthet mer enn 0,5 er mindre flytende og når omrørt (Kilde Thakur og Degago 2013; Thakur et al. 2013, se vedlegg 3-5).

7 Stabilisering av kvikkleire

Topografiske endringer er det vanligst forekommende tiltak for å stabilisere skråninger i kvikkleireområder. Der topografiske endringer ikke ønskes eller er mulige å utføre må det finnes metoder for stabilisering av kvikkleire. Tradisjonelle metoder for grunnforsterkning/stabilisering kan medføre reduksjon av stabilitet i anleggsfasen og det er derfor et behov for å videreutvikle metoder for stabilisering av kvikkleire. Arbeid i delaktiviteten er utført dels gjennom en litteraturstudie av skånsomme installasjonsmetoder for kalksementpeler og dels gjennom det doktorgradsarbeid innen saltdiffusjon som utføres på NTNU av Tonje Eide Helle med NIFS-etatene som finansier. Rapporten (NIFS Rapport 37-2013) er skrevet av NGI og er en litteraturstudie av kalksementpelers påvirkning på omliggende grunn. Studiet omfatter nasjonell og internasjonal litteratur for både våt og tørr metode. Til tross for begrenset med publiserte studier vises det at installasjon av kalksementpeler, både våt og tørr metode, kan svekke omliggende grunn. Påvirkningen er avhengig hvordan installasjonen utføres. Studien konkluderer med at forstyrrelse kan reduseres ved å redusere bindemiddelets inblandingstrykk samt at utførte visper og stenger mer gunstig. Det er også sannsynlig at faren for omgivningspåvirkning er mindre ved bruk av væske ved installasjon enn ved bruk av luft. Doktorgradsstudiet fokuserer på å øke kunnskapen om geokjemien og mineralogien i norske leirer og hvordan endringer i porevannskjemien påvirker leirens geotekniske egenskaper, samt hvilke prosesser som påvirker spredning av salt i leira. Målsetningen er å finne ut hvilke grunnforhold der saltdiffusjon fungerer eller ikke fungerer og hvor lang tid det tar for å oppnå tilstrekkelig styrke i kvikkleira.

Det vil bli samlet prøver fra forskjellige steder i Norge der mineralogien, geokjemiske og geotekniske egenskaper vil bli undersøkt. Det vil deretter utføres datasimulering av saltdiffusjon. Resultater fra simuleringer vil bli sammenlignet med resultater fra målinger og undersøkelser utført ved et forsøksfelt på Dragvoll i Trondheim. Ved forsøksfeltet installeres det seks brønner med kaliumklorid. Saltdiffusjonen overvåkes gjennom et omfattende måleprogram. Det vil i tillegg utføres prøvetaking, RCPTU og resistivitetmålinger for å se variasjon over tid.

8 Andre aktiviteter

Det er mange pågående aktiviteter som er ikke presentert i artikkelen, men er verdt å nevne. NIFS rapport 73-2012, 37-2013, 38-2012, 21-2013, 22-2013, 23-2013, 26-2013, 39-2013, 40-2013, 41-2013, 43-2013, 46-2013 og 55-2013 handler om probabilistisk analyser i grunnundersøkelser, kartleggingsmetodikk av kvikkleire i strandsonen saltdiffusjon som grunnforsterking i kvikkleire, styrkeøkning av rekonsolidert kvikkleire etter skred, state-of-the-art om blokkprøver, utløpsmodell av kvikkleireskred. Forståelse av kvikkleireegenskaper ved bruk av blokkprøver og vingebor er dekket av en 40% post-doc stilling er finansiert til NTNU.

9 Konklusjon

Delprosjekt kvikkleire til NIFS prosjektet jobber med å harmonisere regelverket og å effektivisere prosjektering i kvikkleireområder. En del resultater er presentert i denne og det er forventet mange interessante og relevante resultater i de kommende årene. Alle resultater i form av rapport er gratis tilgjengelig på www.naturfare.no.

10 Referanser

1. Aas G (1981) Stability of natural slopes in quick clays. Proceedings 10th ISSMGE, 3, p 333–338
2. Bernander S (2000) Progressive landslides in long natural slopes. Licentiate Thesis, Luleå University
3. Bjerrum L, Kjærnsli B (1957). Analysis of the stability of some Norwegian natural clay slopes. *Géotechnique* 7(1):1–16.
4. Demers D, Robitaille D, Locat P, and Potvin P (2013) Inventory of Large Landslides in Sensitive Clay in the Province of Québec, Canada: Preliminary Analysis Advances in Natural and Technological Hazards Research by Springer, pp 77-89.
5. Drury P (1968) The Hekseberg landslide, March 1967. NGI Publication 75
6. Edgers L, Karlsrud K (1982) Soil flows generated by submarine slides. NGI Publication 143
7. Egeland A, Flatland A (1986) Bakkalget landslide in Trondheim. Master Thesis, NTNU
8. Eide O, Bjerrum L (1955) The slide at Bekkelaget. *Géotechnique* 5(1):88–100
9. Eigenbrod K D (1972) Progressive failure in oc clays and mudstones. PhD Thesis, Univ. of Alberta
10. Furseth A (2006) Skredulykker i Norge. Tun Forlag, Oslo
11. Gregersen O (1981) The quick clay landslide in Rissa, Norway. NGI Publication 135

12. Gregersen O, Løken T (1979) The quick-clay slide at Båstad, Norway, 1974. Eng. Geo14:183–196
13. Holmsen G (1929) Lerfaldene ved Kokstad, Gretnes og Braa. NGU Report 132
14. Holmsen G, Holmsen P (1946) Leirfall i årene 1940-1945. NGU Report 167
15. Hutchinson DJ (1961) A landslide on a thin layer of quick clay at Furre, central Norway. Geotechnique 11(2):69–94
16. Hutchinson JN (1965) The Landslide of February, 1959, at Vibstad Namdalen. NGI Publication 61
17. Janbu N (2005) The 1962 quick clay slide in Skjelstadmarka, Norway. Proc. ICFL, p 195-203
18. Jørstad FA (1968) Clay slides in Norway. Nor. Geo. Journal 22:214-219
19. Jostad H P og Fornes P (2012) «Effect av softening ved bruddanalyser i sensitive leirer» NIFS rapport nr. 33/2012.
20. Jostad H.P., Fornes, P. and Thakur, V. (2013): Effect of strain-softening in design of fills in gently inclined areas with soft sensitive clays. Advances in Natural and Technological Hazards Research by Springer. Pp 305-316.
21. Karlsrud K (1979) Skredfare og planlegging. Lecture notes NIF-Course, Hardanger
22. Karlsrud K, Aas G, Gregersen O (1985) Can we predict landslide hazards in soft sensitive clays? Summary of Norwegian practice and experience. NGI Publication 158
23. Karlsrud, K (1983) Analysis of a small slide in sensitive clay in Fredrikstad, Norway. Symposium on slopes on soft clays, Linköping, Swedish Geotechnical Institute Report No. 17, p 175–184
24. Kenney TC (1967) Slide behaviour and shear resistance of a quick clay determined from a study of the landslide at Selnes, Norway. NGI publication 76
25. L'Heureux, JS (2012b) Characterization of historical quick clay landslides and input parameters for Q-Bing. NGI report nr 20120753-02-R, (available at www.naturfare.no)
26. L'Hueruex J S, Locat A , Leroueil S, Demers D, and Locat J. Landslides in Sensitive Clays – From Geosciences to Risk Management. Advances in Natural and Technological Hazards Research by Springer, pp 1-112.
27. Longva O, Janbu N, Blikra LH et al (2003) The 1996 Finneidfjord Slide: seafloor failure and slide dynamics. Submarine Mass Movements and their Consequences. Proc. First International Symposium. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, p 531–538
28. Mayerhof GG (1957) The Mechanics of flow slides in cohesive soils. Geotechnique 7(1):41-49
29. Natterøy A (2011) Skredkatalog om kvikkleire. Semester Project, NTNU
30. NGI report (1974) Geotechnical investigation of the Sem slide. NGI report 71082
31. NIFS rapporter nr 33-2012, 46-2012, 73-2012, 74-2012, 75-2012, 80-2012, 21-2013, 22-2013, 23-2013, 26-2013, 39-2013, 40-2013, 41-2013, 43-2013, 46-2013 og 55-2013. (www.naturfare.no).
32. Nordal S, Alen C, Emdal A et al. (2009) Landslide in Kattamrka in Namsos 13. March 2009. Transportation Ministry, Norway, 2009, Report ISBN 978-82-92506-71-4
33. Norsk Geoteknisk Forening (1974). Retningslinjer for presentasjon av geotekniske undersøkelser. Oslo, Norway, 16.

34. NPRA reports. Geotechnical reports Xd866A, Ud 937A, project 603330
35. NVEs retningslinje 1/2008 «Planlegging og bygging i fareområder langs vassdrag» med vedlagt teknisk veileder "Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper".
36. NVEs retningslinje 1/2013 Utkast til -"Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper".
37. Oset, F., Thakur, V., Aunaas, K., Dolva, B.K., Sæter, M. B., Robsrud, A. , Viklund, M. , Nyheim, T., Lyche, E., and Jensen, O. A., (2013): Regulatory framework for road and railway construction on the soft sensitive clays of Norway. *Advances in Natural and Technological Hazards Research* by Springer. Pp 343-353.
38. Reite AJ, Sveian H, Erichsen E (1999) Trondheim frå istid til nåtid – landskapshistorie og løsmasser. Gråsteinen 5, NGU
39. Rygg N, Oset F (1996) The Balsfjord landslide. *Landslides. Proceedings of the 7th International symposium on Landslides* (Senneset (eds)), Trondheim, Norway, p 573-577
40. Sevaldson RA (1956) The slide in Lodalen, October 6th, 1954. *Géotechnique* 6(4):167-182
41. Thakur V and Degago S (2012) "Quickness of sensitive clays" *Geotechnique Letters*. Vol. 2, pp 87-95.
42. Thakur V and Degago S (2013) "Quickness test approach for assessment of flow slide potentials" *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS and AGSSEA: Physical Modelling in Geotechnical Engineering* (accepted, in-print).
43. Thakur V, Degago S A, Oset F, Dolva B K and Aabøe R (2013) A new approach to assess the potential for flow slide in sensitive clays. Une nouvelle approche pour évaluer le potentiel de Coulée dans les argiles sensibles. *International conference on soil mechanics and geotechnical engineering, ISSMGE, Paris, France*, pp 2265-2269.
44. Thakur V, Oset F, Degago S A, Berg P O, Aabøe R, Wiig T, Elisabeth E D, Lyche E, Sæter M B, Robsrud A (2011) "A critical appraisal on the definition of Brittle clays". *Nordic Geotechnical Meeting. Copenhagen, May 2012*, pp 451-462.
45. Thakur, V., Degago S. A., Oset, F., Aabøe, R., Dolva, B.K., Aunaas, K., Nyheim, T., Lyche, E., Jensen, O. A., Sæter, M. B., Robsrud, A. , Viklund, M. , and Nigussie, D. (2013): Characterisation of post-failure movements of landslides in soft sensitive clays. *Advances in Natural and Technological Hazards Research* by Springer, pp 91-103.
46. Trak B, Lacasse S (1996) Soils susceptible to flow slides and associated mechanisms. *Proceedings of the 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, vol 1*, p 497-506
47. Trondheim Municipality reports. 0049, 0168, 1168-2, 1409

AIRBORNE ELECTROMAGNETIC MEASUREMENTS FOR NY E16 KLØFTA - KONGSVINGER. EN NY, EFFEKTIV METODE FOR KARTLEGGING AV DYBDER TIL FJELL OG KVIKKLEIRE

Airborne Electromagnetic Measurements for the new E16 Kløfta - Kongsvinger. A new and efficient method for mapping depth to bedrock and quick clay

Andreas A Pfaffhuber (PhD), Helgard Anschütz (PhD), Steinar Herman (Siv.ing), Tone F Smaavik (MEng) og Kristoffer Kåsin (Siv.ing) ved Norges Geotekniske Institutt (NGI); Prof. Esben Aukén, Jesper B. Pedersen (MSc) og Cyril Schamper (PhD) ved Århus Universitet; Arvid Sagbakken (Siv.ing) ved Statens vegvesen; Frode G Bjørvik (Ing) ved Cowi; Flemming Effersø (PhD, MBA) ved SkyTEM ApS og Craig Christensen (Student) ved NGI/Queen's Universitet Canada

SAMMENDRAG

32 km med ny motorveg mellom Nybakk og Slomarka, rundt 50 km nordøst for Oslo, er siste gjenstående del av nye E16 mellom Kløfta og Kongsvinger. Som en del av den geotekniske utredningen, som NGI leverer som underkonsulent til COWI, ble det bestemt å supplere borprogrammet for grunnundersøkelsene med en AEM-undersøkelse. Totalt ble det flydd 178 km med helikopter utstyrt med AEM-system for å kartlegge dybder til fjell, og mulige indikasjoner på kvikkleireforekomst. En integrering av 3D-modeller av elektrisk resistivitet og data fra flere hundre borhull bekreftet muligheten for kartlegging av fjell med AEM. På denne måten kan man potensielt oppnå store kostnadsbesparelser om AEM-data blir innhentet i planleggingsfasen av et grunnundersøkelsesprogram. AEM har også potensiale til å indikere sensitiv leire, men er avhengig av målinger på bakken og borer for å oppnå tilstrekkelig oppløsning.

SUMMARY

The 32 km long planned new motorway from Nybakk to Slomarka, some 50 km NE of Oslo, is the final part of the new E16 from Kløfta to Kongsvinger. As part of the geotechnical design, which NGI supplies as a sub-contractor to COWI, the project partners decided to supplement the ground investigation drilling programme with an AEM survey. A total of 178 line-km was covered with a high accuracy, time-domain helicopter AEM system to map depth to bedrock and potential indications of sensitive (quick) clay. Integration of 3D resistivity models and several hundred boreholes confirms the capability of AEM bedrock mapping and points towards potential dramatic cost benefits if AEM data is acquired in the ground investigation planning phase. AEM further has the potential to indicate sensitive clay but needs ground investigations such as ERT and boreholes to achieve the necessary spatial resolution.

INNLEDNING

Airborne electromagnetic (AEM) measurements eller – surveys er en velkjent geofysisk metode innen mineralindustrien. Den ble utviklet på 1950-tallet for å finne malmforekomster under overflaten blant annet i Canada og Finland. I løpet av de siste 15 årene har AEM-metoden blitt betydelig videreutviklet for å kunne kartlegge med høy dybdeopplysning og nøyaktighet. Denne nøyaktigheten var nødvendig for å kartlegge løsmasselagene i forbindelse med grunn-vannskartlegging. Det finnes noen internasjonale eksempler der AEM har blitt

brukt for geo-tekniske problemstillinger, ofte på en mer kvalitative måte, for eksempel i forbindelse med pipeline traséer og kraftlinjer.

Innenfor geoteknikk i Norge, er refraksjonsseismikk den mest kjente og tradisjonelle geofysiske metoden, men resistivitetsmålinger har i senere tid fått en økende rolle. Spesielt når det gjelder å kartlegge mektigheten av leire eller lignende over grunnfjell som gneis, granitt, med mer, er resistivitetsmålinger en perfekt løsning. 2D overflate-resistivitetsmålinger er en kjent metode og brukes i Norge i geotekniske prosjekter. Dette blir for øvrig relativt dyrt når det gjelder å kartlegge store områder. E16-prosjektet ga oss en unik mulighet til å utprøve om et av verdens beste AEM-systemer kan gi bra nok dybdeopplysning fra helikopter som flyr langs en trasé som skal planlegges geoteknisk og byggeteknisk.



Figur 1: E16 Kløfta-Kongsvinger (NE fra Oslo), med Nybakk-Slomarka som er undersøkelses-området

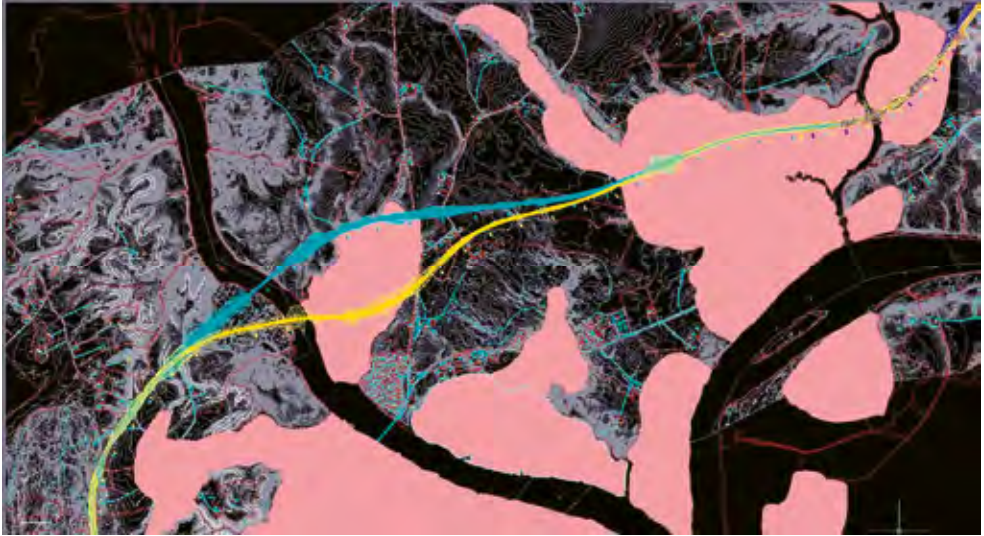
Prosjektering av ny E16 Kløfta-Kongsvinger

Vegprosjektet "E16 Kløfta – Kongsvinger", skal bygges som 4-felt veg, med vegbredde 16,5 m. Strekningen er ca. 6 mil lang (Figur 1). Første utbygging mellom Kløfta og Nybakk ble åpnet for trafikk høsten 2007. Nå bygges strekningen Slomarka (øst for Skarnes) til Kongsvinger, med vegåpning i slutten av 2014.

På strekningen Nybakk til Slomarka, som er 32 km lang, arbeides det nå med reguleringsplan. Firmaet COWI er hovedkonsulent, med NGI som underkonsulent på geoteknikk.

Under utarbeidelsen av boreprogrammet kom vi inn på om det var andre metoder enn tradisjonell grunnboring som kunne være aktuelle for en enklere kartlegging av store områder. NGI nevnte da elektromagnetiske målinger fra luften som en metode det kunne være aktuelt å bruke.

Ut i fra prosjektets behov ble det vurdert at det var hensiktsmessig å prøve ut dette, og det ble ansett at det var mulig å redusere behovet for tradisjonelle grunnboringer. Økonomiske betraktninger var en del av beslutningsgrunnlaget. Kostnadsbesparelsen ved redusert mengde boringer ville sannsynligvis oppveie kostnadene til elektromagnetiske målinger. Det ble derfor besluttet å bestille slike målinger.



Figur 2: Traséalternativer og noen faresoner for kvikkleire



Figur 3: SkyTEM Airborne Electromagnetic survey langs E16, januar 2013

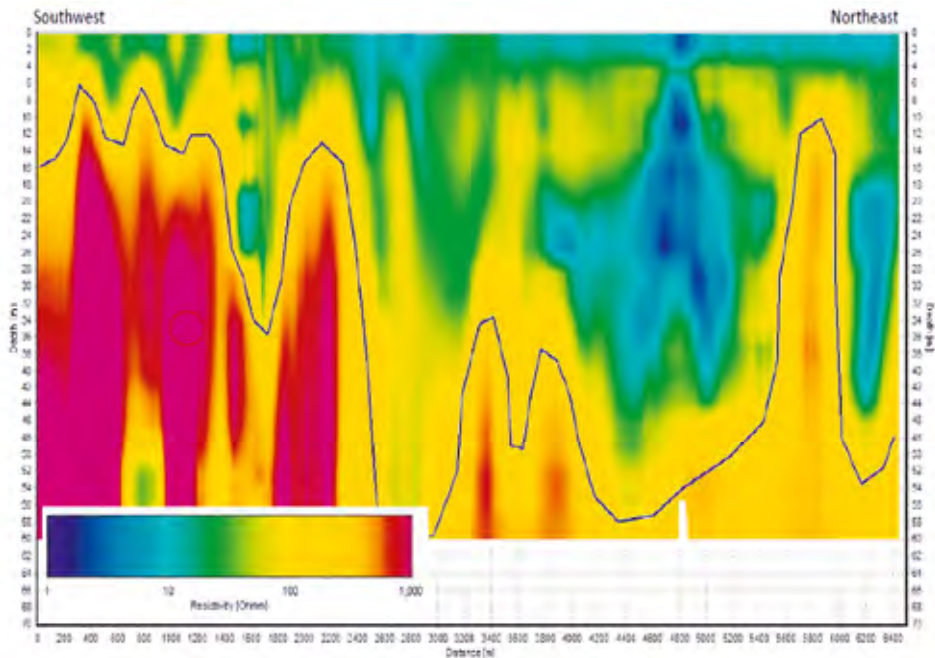
GEOFYSISKE MÅLINGER

For å redusere antall borer med hensikt å finne dybde til grunnfjell og muligens lagdeling i sedimenter, særlig med hensyn til kvikkleireforekomst (Figur 2), ble det gjort geofysiske målinger i området. I slutten av januar 2013 ble det målt 178 linje-km langs den planlagte traseen på E16 med SkyTEM (Figur 3), et dansk AEM-system. Tre linjer ble målt langs traseen med en avstand på 25 m mellom linjene. Ytterlige korte linjer ble målt nær Vormo (15 linjer) og Uåa (9 linjer) med en avstand på 125 m. Her er det forventet forekomst av kvikkleire, derfor var det ønskelig med flere linjer. Flylinjene er vist i figur 4.



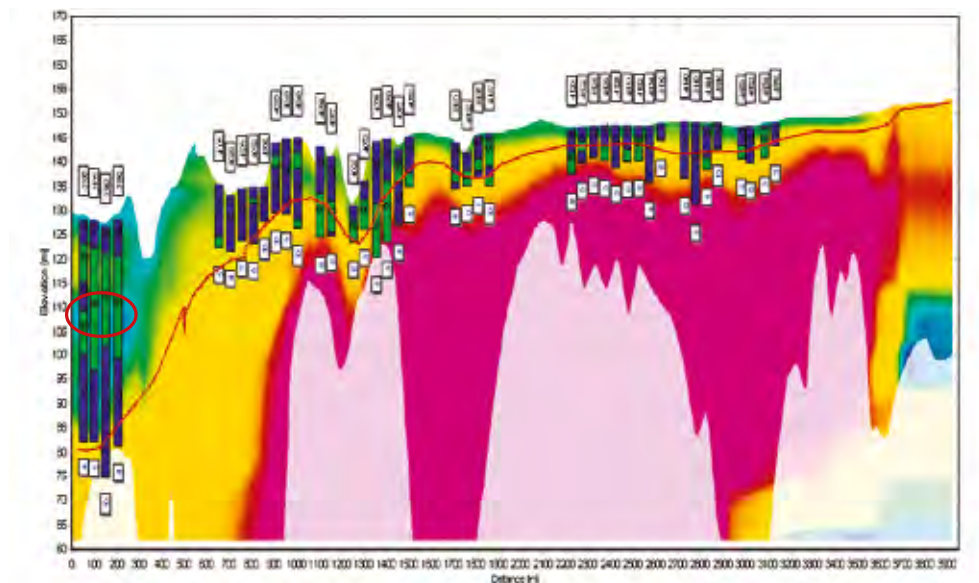
Figur 4: Flylinjer langs planlagte E16

Målingene ble gjort med et SkyTEM 304 system som er et time-domain system med to momenter (low moment for overflatenære undersøkelser og high moment for dypere lag). Oppsett og registreringsparametere var tilrettelagt for å få høy oppløsning i de øverste lagene under overflaten. Figur 3 viser et bilde med SkyTEM-systemet hengende under helikopteret under måling. Gjennomsnittlig flyhøyde var 30 m og hastighet 45 km/t, som betyr en måling ca. hver 25 m.



Figur 5: Dybdeprofil eksempel fra AEM målinger. Antatt fjell er tegnet inn med en linje

Rådataene ble prosessert og invertert med "Aarhus Workbench" Programpakke, som er basert på "Spatially constrained inversion" (SCI) for å gi resistivitet langs profillinjene og med dybden. Under prosessering ble data i nærheten av kraftlinjer og andre forstyrrende kilder slettet, og det ble korrigert for varierende flyhøyde og tretopper. SCI-algoritmen finner en pseudo-3D resistivitetsmodell som kan forklare målt data best (Figur 5). Metoden er kjent for å være presis inntil geologiske strukturer faller mindre enn 30 grader. Bratte strukturer ville komme ut som forfalsket fra denne inversionsmetoden. Som endelig resultat har vi valgt en "smooth inversion" som foretrekker en gradert overgang fra lavere til høyere resistivitet. Dette kan sammenlignes med kjente 2D-resistivitetsmodeller fra RES2DINV.



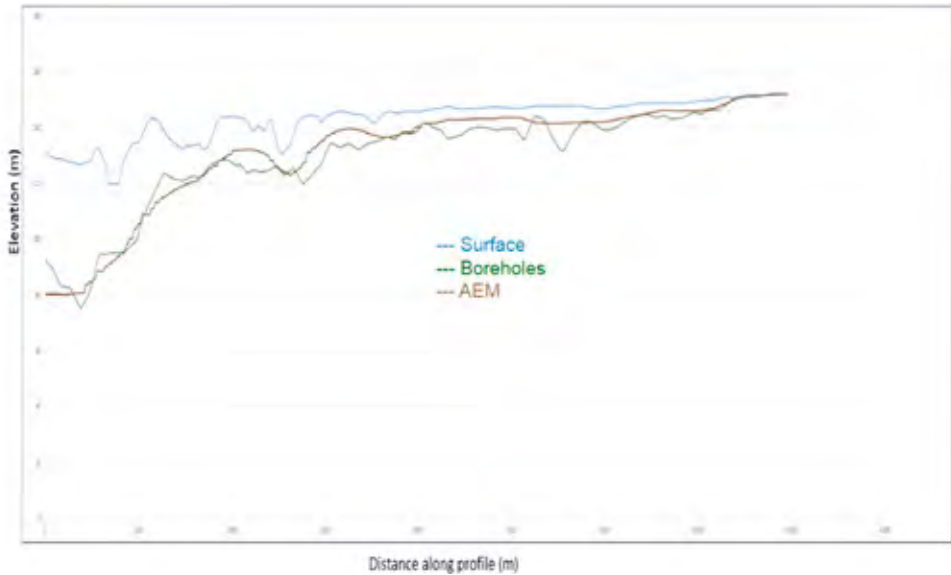
Figur 6: AEM resultater kombinert med borer. Blå og grønne søyler viser dybde til fjell, hvor søylene er grønn ble det interpretert kvikkleire fra boreringsresultater. Resistivitet følger samme fargeskala som figur 5.

RESULTATER

Figur 5 og 6 viser to eksempler av en profil langs veien. De gule og røde fargene tyder på høy resistivitet og dermed grunnfjell eller overgang til grunnfjell. Blå tilsvarer mulig marin leire og grønn tilsvarer resistivitetsintervall der det kan finnes kvikkleire. Siden andre materialer kan ha samme resistivitet, behøver det ikke bety at alle grønnfargede områder i profilene nødvendigvis er kvikkleire/sensitiv leire.

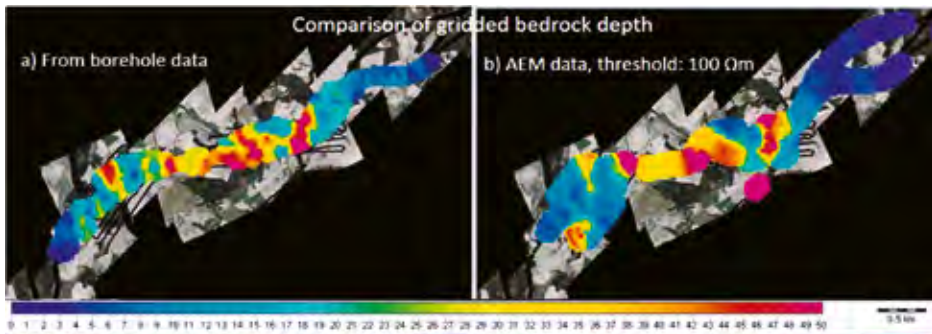
For å sammenligne AEM-resultatene med borehullsdata, ble sistnevnte overlatt fremstillingen av AEM data. Alle borehull ender på antatt grunnfjell. Grønt i boreringsdata betyr kvikkleire/sensitiv leire, blå betyr sedimenter som ikke er kvikkleire/sensitiv leire. Ved sammenligning med borehullsdata kan det avgrenses områder med stor sannsynlighet for kvikkleireforekomst. Disse er markert med røde ellipser i figur 6.

Figur 6 viser også at dybde til grunnfjell er svært variabel i undersøkelsesområdet. Den røde linjen i bildet markerer antatt overgang til grunnfjell. Den er basert på en cirkaverdi for resistivitet mellom 100-200 Ohm*m og borehullsdata. Søkeradius for borehull var 10 m rundt hvert profil. Figur 7 viser sammenligning mellom borehullsbaserte dybde til grunnfjell og AEM-baserte. Resultatene er ganske like, med noen lokale forskjeller. Begge metodene viser samme trend: Generelt er områdene nær og mellom Vormå og Uåa karakterisert av dyptliggende grunnfjell, mens i sørøst og nordvest i undersøkelsesområdet er grunnfjellet forholdsvis grunt. I disse områdene er det også mye mindre variasjon i grunnfjelldybde. Dermed kan man redusere ytterlige borer på disse stedene, og spare betydelige kostnader.



Figur 7: Profil med borer og AEM dybde

Dybde til grunnfjell over hele området er vist i figur 8. Den er basert på å markere overgang til grunnfjell i alle profiler, slik som vist i figur 5 og figur 6. De resulterende dybdeverdiene ble interpolert over undersøkelsesområde ved bruk av Kriging-metoden. Blå områder i figur 8 tyder på grunt grunnfjell, rød på dyptliggende. Områder der dataene måtte slettes på grunn av infrastruktur (kraftlinjer og lignende), men der grunnfjell kan antas å være veldig nær overflaten fra signalet i rådataene, er markert fiolett. Særlig mellom elvene Vormo og Uåa er grunnfjell dyptliggende, mens det ser ut å være nærmere overflaten mot sørøst og nordvest.

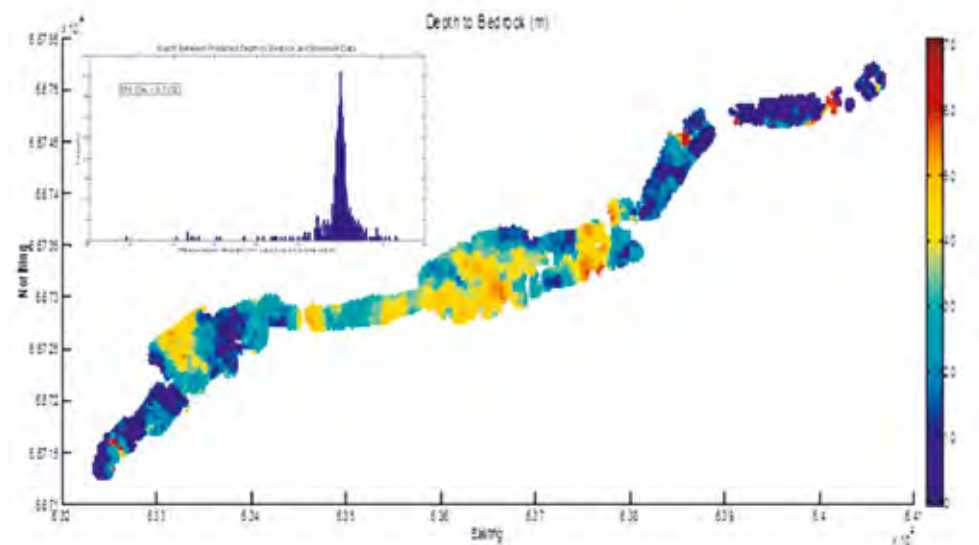


Figur 8: Dybde til grunnfjell a) interpolert fra borer og b) tolket fra AEM resistivitetsmodell basert på en konstant terskelverdi over hele undersøkelsesområdet

NYTTEVERDIEN OG BEGRENSNINGER

Resultatene viser tydelig at et prosjekt av en slik størrelse kan få en betydelig kommersiell og faglig nytte av AEM-målinger. Selv om boringsprogram var allerede godt i gang da AEM-data ble innsamlet, var det mulig å revurdere det videre boringsprogrammet og innspare en del boringer. Ideelt ville man fly AEM først og benytte resistivitetsmodellen til å planlegge på en best og økonomisk måte. Når boringsresultater kommer inn kan resistivitetsmodellen forbedres til en ønskelig 3D grunnfjellmodell. En bearbeiding av AEM-resultatene er klart nødvendig siden en enkel første modell (konstant terskelverdi) må tilpasses en realistisk, kompleks geologi (variabel terskelverdi). E16-resultatene er fortsatt i forbedring, til og med i et forsknings-samarbeid med Queen's Universitet i Canada (Figur 9).

I områder hvor løsmasselag er 10 m tykke eller mer, antyder resultatene at AEM leverer høy nok oppløsning til å skille mellom leire og utvasket leire. Dette må dog følges opp i mer detalj, ideelt med 2D resistivitetsmålinger som leverer "godkjent" oppløsning.



Figur 9: Kart av AEM dybde til grunnfjell basert på en variabel terskelverdi og sammenstilling av AEM-resultater, og boringer (histogrammet viser en standardavvik mellom boring og AEM av 6m)

En viktig logistisk begrensning av metoden, er at data ikke kan brukes der flyvelinjer går over teknisk infrastruktur som for eksempel kraftlinjer. Det er heller ikke lov til å fly lavt med ekstern last i urbane strøk. AEM-metoden er således begrenset til dyrka mark, skog, fjell, og så videre. Det finnes dog et spesielt AEM-system som hevder at det vil fungere langs kraftlinjer også (DIGHEM eller RESOLVE, CGG airborne), men vi kan verken bekrefte eller avkrefte dette ut ifra vår erfaring.

TAKK TIL

Vi takker Statens vegvesen for finansering av undersøkelser og tillatelse til publisering.

**FLOMSKRED – OPPFØRSEL AV SKREDMASSER OG EFFEKT AV
SIKRINGSTILTAK**

Arnstein Watn, Forskningsdirektør, SINTEF Byggeforsk
Lise Føsum Christiansen, Sivilingeniør, Multiconsult
Harald Norem, Professor Emeritus NTNU/Seniorrådgiver Statens Vegvesen
Arnfinn Emdal, Førsteamanuensis NTNU

SAMMENDRAG

Flomskred medfører hvert år store problem knyttet til fare for liv og helse og med store kostnader for enkeltpersoner, bedrifter og samfunnet. Flomskred er granulære materialer og vann som opptrer som et kontinuum og bevegelsen av massene skyldes gravitasjonskraften. Skredmassen har et høyt vanninnhold og dermed stor mobilitet. Partikkelinnholdet er omtrent 40 – 70 % i forhold til det totale skredvolumet. Klimaendringene som forventes å komme tilsier endret temperatur, mer nedbør og med høyere intensitet. Kombinasjonen av økt nedbørintensitet og temperaturøkning medfører sannsynligvis økt hyppighet av flomskred og skredene vil kunne inntreffe i områder som tidligere ikke har vært utsatt. Det er gjennomført en studie for å se på flomskred generelt, oppførselen til skredmassene og effekt av voller for å lede og kanalisere skredene. Det er gjennomført modellforsøk i laboratorium og resultatene fra disse er sammenlignet med resultat fra teoretiske beregninger av oppførselen til skredmassene. Resultatene viser at eksisterende modeller for simulering av oppførselen til skredmassene har betydelige mangler for å kunne analysere skredforløp og effekt av sikringstiltak.

SUMMARY

Debris flows causes each year major problem associated with the risk to life and health and with high costs for individuals, businesses and society. Debris flows are a mixture of granular material and water which behaves as a continuum and the movement of the masses is a result of gravity. The avalanche mass has a high water content and hence a large mobility. The particle content is about 40 – 70 % of the total avalanche volume. Climate changes imply a change in temperature, increased rainfall and with higher intensity. The combination of increased rainfall intensity and raise in temperature causes increased frequency of debris flows, with more strength and they may occur in new places. This article addresses general properties in debris flows and the effect of using deflection walls as protection measure. It is carried out model tests in the laboratory and the results of these are compared with the results of theoretical calculations of the behavior of the avalanche. The results show that existing models for simulating the behavior of the avalanche has significant shortcomings in order to analyze the avalanche path and effectiveness of safeguards.

INNLEDNING

Sommeren 2013 oppsto det i løpet av noen dager i mai flere tilfeller av lokal flom og flomskred i området rundt Kvam i Gudbrandsdalen. Dette var ikke første gangen dette området ble rammet av slike hendelser, senest i 2011 var det i det samme området store

skader knyttet til snøsmelting og store lokale nedbørmengder med tilhørende flom og flomskred som medførte betydelige skader på bygninger og infrastruktur.

Flomskred er ikke noe som er spesielt for vår tid, men er godt kjent fra historien. I det aktuelle området i Gudbrandsdalen fant arkeologene som gjorde undersøkelser i forbindelse med bygging av ny E6 i området klare tegn på tidligere skredaktivitet. Sedimentene vitner om at det for rundt 2300 år gikk et flomskred så massivt at man vanskelig kan forestille seg skadeomfanget. Utgravingene viser også flere store flomrelaterte katastrofer etter det. Arkeologene tror de store flommene førte til store folkevandringer. Sjøktene i jordsmonnet viser at det har tatt tid før noen igjen har forsøkt seg på jordbruk i dalbunnen. Faktisk tror man at Gudbrandsdalen var uten jordbruk i dalbunnen i opptil tusen år, før det ble tatt opp igjen i nyere tid (Teknisk Ukeblad, nettutgaven 22 sept 2013).

Dette tilsier at vi i utgangspunktet skulle ha lang erfaring og et godt grunnlag for både å vurdere faren for flomskred og tiltak for å forebygge effekten av slike skred. Når vi ser på hendelsene i de seneste årene ser vi imidlertid at det er store mangler både i forståelsen av hvor vi kan forvente slike skred, hvordan skredmassene oppfører seg og hvordan vi kan forebygge skadene.

Et eksempel på et av skredene som har rammet veg i år er fra Todalen i Surnadal kommune, 31.7.2013. Skredet startet ved en kollaps av fremre del i et myrområde, figur 1a og tok med seg all jordmasse ned mot vegen. Skredet tok med seg hele vegen, figur 1b, noe som førte til at hele Todalsbygda ble isolert i 6 uker. For å hindre total isolasjon måtte Statens vegvesen bygge midlertidig fergekai for å avvikle nødvendig trafikk inntil vegen ble bygget opp igjen.



Figur 1. Flomskred som sperret Fv 323 til Todalen i Surnadal kommune. (Foto S. Lillevik)

Klimaendringene tilsier endret temperatur, mer nedbør og med høyere intensitet. Kombinasjonen av økt nedbørsintensitet og temperaturøkning med flere fryse/tine vekslinger medfører økt hyppighet av flomskred, med større styrke og på andre steder enn tidligere. Da blir det desto viktigere at vi skaffer oss godt vitenskapelig grunnlag for å vurdere faren for flomskred, konsekvenser av skred og løsninger for forebygging av slike hendelser.

Gjennom et fellesprosjekt mellom Statens Vegvesen, Jernbaneverket og NVE, Naturfare, Infrastruktur, flom og skred, (NIFS) (<http://www.naturfare.no/>) og SINTEF's internprosjekt KLIMA 2050 (Watn 2012), er det gjennomført flere studier knyttet opp mot mekanismer for flomskred, oppførsel av skredmassene og effekt av sikringstiltak. I denne artikkelen vil vi fokusere på flomskred og oppførselen av skredmassene etter at skredet er gått. Artikkelen

presenterer noe teorigrunnlag for flomskred og ser spesielt på effekten av ulike forbygningstiltak basert på teoretiske beregninger og modellforsøk i laboratorium.

GRUNNLAG

Naturlige skred er hurtig massetransport av materialtypene jord, stein, snø og vann, samt trær og humus. I følge Norem og Sandersen (2012) kan skredtyper klassifiseres ut fra forholdet mellom stein/jord, vann og snø/is, figur 2. Figuren viser at flomskred består av vann og stein/jord, med et partikkelinnhold på ca. 40 – 70 prosent i forhold til det totale skredvolumet.



Figur 2 Klassifisering av skredtyper ut fra forholdet mellom stein / jord, vann og snø / is (Norem & Sandersen 2012).

Flomskred kjennetegnes ved at det blir utløst i perioder med intens nedbør eller snøsmelting og skiller seg fra jordskred ved at erosjon, masseutglidning og massetransport foregår langs eksisterende bekke- og elveløp (Stortingsmelding 2011 - 2012). Norem og Sandersen (2012) definerer flom- og sørpeskred som:

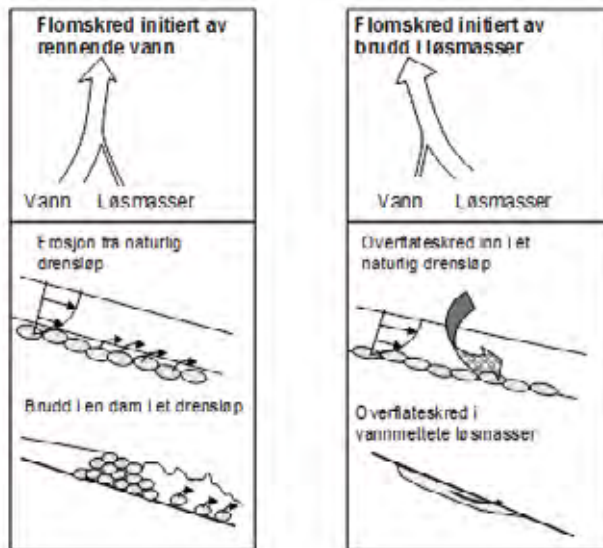
Flomskred og sørpeskred er en blanding av granulære materialer og vann som beveger seg på grunn av gravitasjon, og hvor blandingen opptrer som et kontinuum. De granulære materialene kan enten være jordmasser eller snø, eller en blanding av disse. Den høye mobiliteten til skredene skyldes at det er en begrenset fri distanse mellom partiklene og at porene er fylt med vann.

Det er to hovedårsaker til at flomskred blir utløst, figur 3. Som oftest utvikles flomskredene som en følge av erosjon i naturlige drensløp, figur 3a. Når erosjonen får et visst omfang vil massetransporten bli så stor at skredet blir karakterisert som et flomskred. Erosjonen i drensvegen kan også bli utløst ved at en naturlig demning plutselig får brudd. Skredet som tok med seg fv 323 til Todalen var et eksempel på en oppdemt myr som plutselig kollapset og utviklet seg raskt til et flomskred.

Den andre undergruppen av flomskred skyldes brudd i jordmasser som føres inn til drensveger og deretter blir ytterligere oppbløtt og derved får stor mobilitet, figur 3b.

Siden flomskred består av både vann og partikler vil bevegelsestypen bestemmes av et samspill mellom hydrodynamiske lover og granulær dynamikk (Norem & Sandersen 2012). Vanlig densitet for flomskred er mellom 1800 – 2300 kg/m³ i forhold til vann som har densitet på 1000 kg/m³. Flomskred består av flere faser som kompliserer dynamikken ytterligere og den påvirkes både av viskøse krefter og plastiske/elastiske faste masser (Høydal & Kronholm 2013). Det store vanninnholdet gir suspensjonen stor mobilitet, det vil si lav

fasthet, som resulterer i høyere hastighet og lengre utløp enn for skred med lavere vanninnhold. Poretrykket kan variere både langs skredbanen og mellom skredets front og hale, og i finstoffrike masser vil store poretrykk få mulighet til å bygge seg opp. Flomskred har vanligvis en hastighet på mellom 5 og 10 m/s. Det er kun ved skred av størrelse større en 50 – 100 000 m³ at hastigheter opp til 15 m/s er registrert (Norem & Sandersen 2012).



Figur 3. Prinsippskisse for å illustrere de to hovedårsakene for initiering av flomskred og sørpeskred, (Norem og Sandersen 2012).

Hvor langt skredene kan gå har stor betydning for arealplanleggingen og hvordan en skal dimensjonere sikringstiltakene. Ofte er det vanskelig å definere utløpsdistansen fordi i ytre del av skredbevegelsen skjer det en separasjon av skredmassene. Kortest utløpsdistanse får de grove skredmassene og utenfor disse blir store områder dekket av et tynt lag med slammasse. Vanligvis vil en først og fremst ta hensyn til de grove skredmassene for veger og jernbaner, mens en også må ta hensyn til utbredelsen av slammassene i forbindelse med boligplanlegging. Utløpsdistansen for skredene er først og fremst avhengig størrelsen på skredene og innholdet av vann og finstoff. I tillegg, som vi senere skal se, er graden av kanalisering en viktig faktor for hvor langt skredene kan gå.

SIKRINGSTILTAK

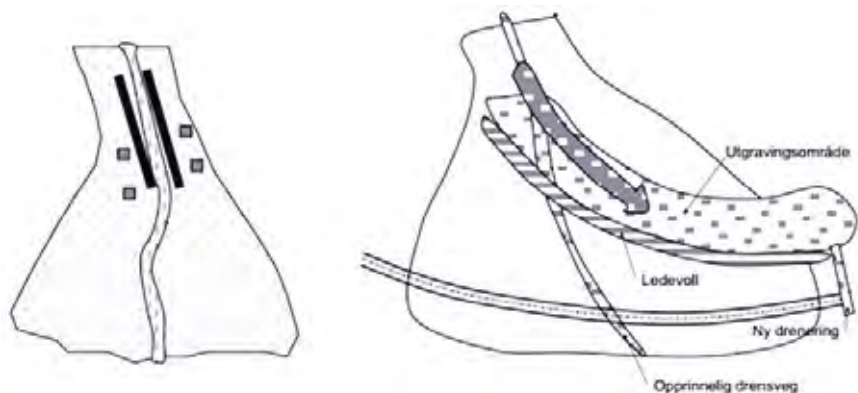
Det er gjennom årene utviklet en rekke tiltak for å sikre veger og bebyggelse mot flomskred. Mest erfaring med sikring finnes i alpelandene og i Japan. I Norge har Forbygningsavdelingen til NVE i mange år kanalisert elveløp for å hindre at flom og flomskred kommer på avveie. Det er imidlertid liten systematisk erfaring som er bygget opp i Norge med hensyn til hvordan en bremser opp flomskred. Med hensyn til mer generell litteratur henvises bl. a. til Norem og Sandersen (2012), Høydal og Kronholm (2013), Huebl og Fiebiger (2005) og Van Dine (1996).

De fleste sikringstiltakene vil bli bygd i skredenes utløpsområde fordi dette området har best tilgjengelighet for maskiner og ligger nær opptil den infrastrukturen som skal sikres.

Vanligvis vil de fleste tiltakene enten ha som formål å lede skredmassene til egnete områder eller å redusere skredenes utløpsdistanse. Innenfor den første gruppen finner vi ledevoller, overbygg og bruer, mens det i den andre gruppen er bremsekjegler, åpne kontrolldammer og sedimentasjonsbasseng som er mest aktuelt. Der en ønsker å stoppe skredene vil det oftest være aktuelt å kombinere to eller flere av de aktuelle tiltakene.

Voller for å lede eller kanalisere skredene

Ledevoller brukes for å styre skredmassene mot et område hvor de ikke gjør skade. Dette kan være mot en tunnel eller skredoverbygg, områder med liten bruksverdi til side for infrastrukturen, eller å hindre at skredene brer seg til sidene. Figur 4 viser to eksempler på bruk av ledevoller. Det venstre eksemplet viser to parallelle ledevoller for å hindre breddeutvidelse av skredet, mens det høyre viser en ledevoll som er beregnet for å lede skredet slik at det får en retning parallelt vegen.



Figur 4 Sidevoll og ledevoll a) sidevoller for å hindre at flomskred brer seg ut til siden i skredløpet og b) ledevoll for å sikre vei (Norem & Sandersen 2012).

Ved utforming av lede- og sidevoller er det en del viktige faktorer som bør tas hensyn til og de viktigste forholdene er (Norem & Sandersen 2012):

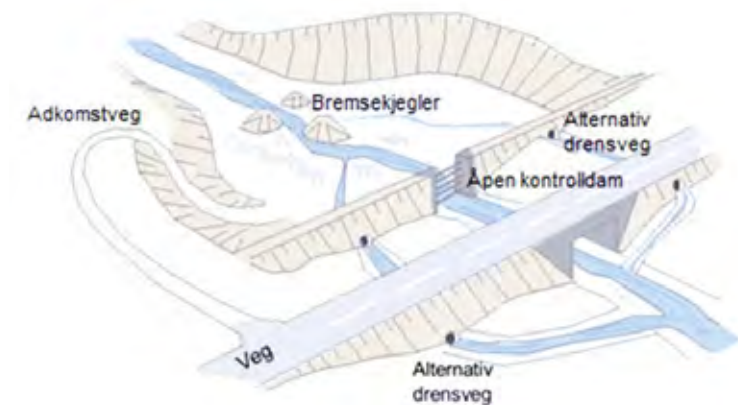
- Vinkelen mellom skredets og vollens retning, treffvinkel
- Helning på skredsiden av vollen
- Høyden på vollen
- Utforming av skredløpet
- Drenering av vollområdet

Ved bruk av ledevoller kan utløpslengden bli vesentlig større. Dette gjelder spesielt der en bruker to parallelle voller, men også der en bruker bare en voll med relativt liten vinkel mellom skredet og vollen. Det er derfor viktig ved bruk av voller at økningen i utløpsdistanse ikke fører til skade på annen infrastruktur, og at det er plass til å lagre skredmassene på et egnet sted.

Voller for å begrense skredenes utløpsdistanse

Fangvoller bygges med en stor vinkel i forhold til skredet. Hensikten med vollene er å stoppe skredet før det når fram til området som skal sikres. Det er ofte vanskelig å stoppe skredet med en enkelt fangvoll, og derfor er det vanlig å kombinere disse med andre sikringstiltak for å bremse og redusere volumet av skredmassene før de når fram til fangvollen. Figur 5 viser et eksempel hvor det oppstrøms for vegen, som er lagt på fylling, er bygd en fangvoll med en

kontrolldam, og ovenfor denne er det gravd ut et sedimentasjonsbasseng og plassert bremsekjegler for å bremse og fange opp skredmassene.



Figur 5. Prinsipiell utforming fangvoll med kontrolldam og sedimentasjonsbasseng for å fange opp skredmassene. (Norem og Sandersen 2012)

Ved utformingen av sedimentasjonsbasseng og fangvoller er det viktig å legge vekt på.

- Oppsamlingsvolum
- Høydeforskjell for å kunne stoppe skredmassene
- Eventuelle bremsekonstruksjoner for å redusere energien i skredet
- Erosjonssikring av utsatte partier
- Drenering av flomvann og finstoff
- Adkomstveg for fjerning av avsatte skredmasser og for vedlikehold

MODELLFORSØK MED FLOMSKRED.

Ved NTNU har det siden 2005 vært gjennomført flere mastergrader med modellforsøk for å øke kunnskapen om effekten av sikringstiltak. Disse forsøkene har vært støttet av Statens vegvesen og SINTEF, og forsøkene har gitt en dypere forståelse av skredbevegelsen og hvordan sikringstiltakene fungerer. I alt har det vært gjennomført 2 prosjektoppgaver og 6 masteroppgaver; 3 av oppgavene gjelder sikringstiltak mot snøskred, 2 er oppgaver om massetransport gjennom stikkrenner og 3 er oppgaver om flomskred. Temaet for de oppgavene som omhandler bruk av voller eller nedbremsing av flomskred er:

Brateng (2004 og 2005)

Brateng gjennomførte flere forsøk for å simulere snøskred og for å studere sikringseffekten av voller og bremsekjegler. Forsøkene ble gjennomført i en renne med små glassperler som modellsnø. Forsøkene viste at hellingen på skredsiden og høyden av vollene hadde stor betydning for reduksjonen av utløpslengde. Vollene burde helst ha en helling på minst 60° på skredsiden og både vollene og bremsekjeglene burde ha en høyde på ca. 3 ganger flytehyden for å gi vesentlig reduksjon av utløpslengden. En kombinasjon av bremsekjegler og fangvoll var spesielt gunstig. Med hensyn til ledevoller viste forsøkene at disse bør være bratte mot skredsiden og avbøyningsvinkelen bør helst ikke være større enn 20° . for buete voller, som vist i figur 4, viste forsøkene at skredene hadde en tendens til å gå over vollene. Slike voller må derfor brukes med forsiktighet, og de må være spesielt høye fra det området hvor vinkelendringen overstiger ca. 30° .

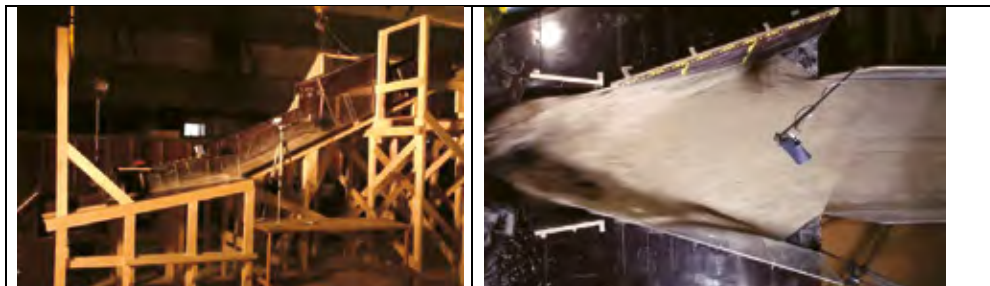
Amundsen (2005)

Amundsen utførte forsøk for å undersøke tendensen stikkrenner har til å bli gjentettet av sedimenter som føres inn mot stikkrennene. Forsøkene viste at dersom sedimentene ble transportert direkte mot stikkrenna uten at vannet ble bremsert opp ble de transportert gjennom denne. For å kunne fange opp sedimentene før stikkrenna var det nødvendig å ha et relativt stort sedimentasjonsbasseng og å innføre et vasstandssprang nær innløpet til bassenget. God effekt for å fange opp sedimentene oppnådde en også ved å parallellforskyve stikkrenna i forhold til drensvegen.

Hiller og Jenssen (2009)

De første modellforsøkene med flomskred ved Norges hydrodynamiske laboratorier ble utført av Hiller og Jenssen. For forsøkene ble det bygget opp en ca. 9 m lang renne, figur 6a. Den øvre delen av renna hadde en helling på 23° , mens den nedre delen hvor skredene bremses ned har en helling på $1,6^\circ$. Hensikten med forsøkene til Hiller og Jenssen (2009) var å undersøke hvordan flomskred kunne ledes gjennom bruåpninger, figur 6b. Det ble undersøkt effekten av flyte høyde, frysing av massene ved forskjellige vinkler på ledevollene som styrer skredene inn mot brua, og forskjellige bredder på brua. Ved forsøkene ble det løst 75 kg med en vannrik masse av finstoff, sand og grus.

Resultatene viste at flyte høyden på skredene var sterkt avhengig av vinkelen mellom skredet og vollene, og spesielt ved hellinger over 20° var økningen betydelig. Også bredden på brua hadde stor innvirkning på flyte høyden når bredden var mindre enn 50% av skredets totale bredde.



Figur 6. (a) Foto av renne for forsøk med flomskred. (b) Foto av flomskred inn mot ledevoller og bru. (Foto Hiller og Jenssen)

Fiskum (2012)

Fiskum gjennomførte en rekke forsøk med flomskred i den samme renna og med det samme oppsettet som Hiller og Jenssen. Hensikten med hans forsøk var primært å se på forskjellige utforminger av kontrolldammer og kombinasjon av bremsekjegler og kontrolldammer. Resultatene viste at kontrolldammer med flere mindre spalter var mer effektive til å bremse ned skredene enn dammer med bare to spalter. En ytterligere effekt på nedbremsingen ble også oppnådd ved å kombinere bremsekjegler og kontrolldam. Fiskum registrerte også at en tett fangvoll stoppet skredmassene totalt. Dette har sammenheng med at modellforsøkene gjennomføres med en begrenset masse. Dersom skredene hadde hatt større volum ville en sannsynligvis også fått masse til å passere over vollen.

Christiansen (2013)

Christiansen utførte sine forsøk i med det samme opplegget med å studere hvordan skredene lot seg styre av ledevoller og fangvoller. I forsøksserien var alle vollene rette, men de hadde

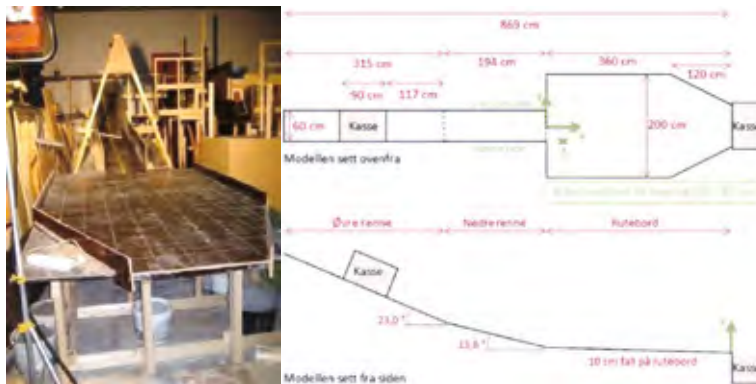
forskjellig vinkel i forhold til skredets retning, og vollsidene hadde forskjellig helling på skredsidene. Effekten av vollene ble analysert med hensyn til oppskyllingshøyde og utløpslengde. I tillegg til disse forsøkene utførte Christiansen forsøk med forskjellige lengder på kanalisering i utløpsområdet.

Resultatene fra Christiansens forsøk danner i hovedsak grunnlaget for resultater og erfaringer som er presentert i neste kapittel.

ERFARINGER OG RESULTATER FRA MODELLFORSØKENE

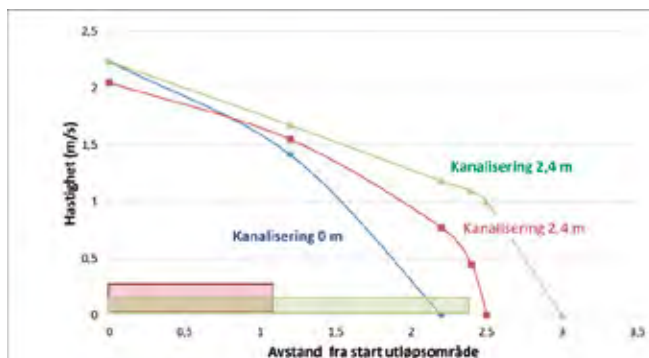
Effekt av kanalisering

Christiansen utførte tre forsøksserier med kanalisering. Forsøksmodellen er vist i figur 7.



Figur 7 Forsøksmodell (Christiansen 2013).

Regnet fra starten av utløpsområdet hadde hun en fortsettelse av kanaliseringen i skredløpet, som hadde en bredde på 0,6m. Kanaliseringen var på henholdsvis 0 m, 1,2 m og 2,4 m. Figur 8 viser resultatene fra forsøkene hvor både hastigheten og utløpslengden for skredene er vist. Tapet av hastighet er mindre så lenge skredet er kanalisert. Dette medfører også at utløpslengden blir vesentlig lenger dersom skredene er kanalisert i nedre del av skredområdet. Dette er en effekt som er kjent også fra andre skredtyper og fra andre modellforsøk i vesentlig større målestokk.



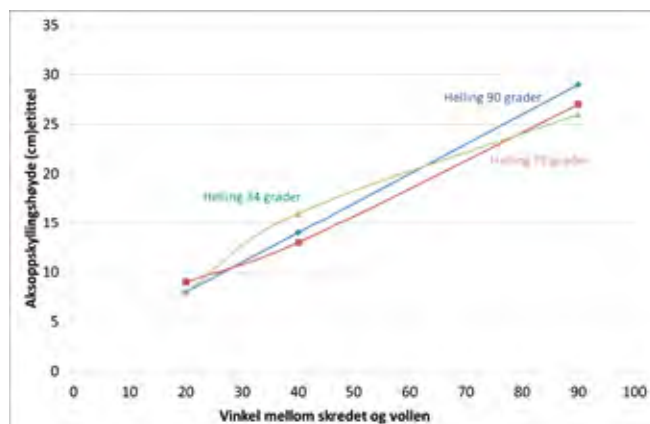
Figur 8. Registrerte hastigheter og utløpsdistanse for modellskredene med 0 m, 1,2 m og 2,4 m kanalisering. (Christiansen 2013)

Vollene som ble brukt av Christiansen var alle rette. De ble plassert med en vinkel i forhold til skredretningen på 90° (normalt skredet), 40° og 20° . De tre vollene som ble brukt under forsøket hadde en vinkel på vollsiden på henholdsvis 90° , 72° (3:1) og 34° (1:1,5). For hvert av forsøkene ble avsetning av massene registrert, samt oppskyllingshøyde og utløpsdistanse. Et eksempel på hvordan skredmassene ble ledet av vollen med vertikal vegg og treffvinkel på 40° er vist i figur 9.



Figur 9. Eksempel på skredoppførsel og avsetning av skredmasser mot en ledevoll (Christiansen 2013)

Forsøkene til Christiansen viste klart at oppskyllingshøyden er sterkt avhengig av treffvinkelen, figur 10, og at hellingen på vollsiden har liten betydning. Økningen i oppskyllingshøyden med hensyn til treffvinkel tilsvarer en variasjon tilnærmet lik sinus til treffvinkelen



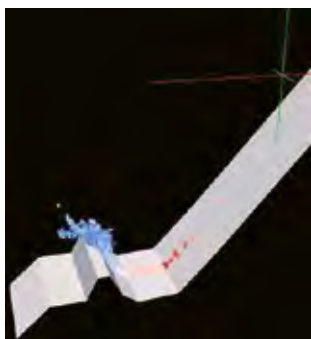
Figur 10. Oppskyllingshøyde som funksjon av treffvinkel og helling vollsiden. (Christiansen 2013)

Resultatene fra forsøkene viser også at oppskyllingshøyden er nærmest uavhengig av hellingen på vollsiden. Dette er i motstrid med anbefalinger i generell litteratur om sikringstiltak. Det er heller ikke i overensstemmelse med modellforsøkene til Brateng (2005) som ble utført med tørre materialer. Det er derfor grunn til å gjennomføre flere forsøk for å få bedre kunnskap om dette forholdet. Dersom resultatene til Christiansen er riktig kan det føre til at sikringstiltak kan utføres langt rimeligere enn nåværende anbefalinger foreskriver.

NUMERISKE ANALYSER

Numeriske analyser kan være et meget nyttig verktøy for å studere spesielle fenomener og effekten av variasjon av materialelegenskaper og rammebetingelser. Spesielt i kombinasjon med modellforsøk i laboratorium for å kalibrere analysene og koblet mot erfaringer fra felt kan de være et godt redskap for å bedre det vitenskapelige grunnlaget for å forstå flomskred.

Det har imidlertid vist seg meget vanskelig å simulere oppførselen av skredmassene med numeriske beregninger. Dette skyldes nok både begrensninger i de numeriske verktøyene som benyttes og ikke minst stor usikkerhet i de parameterne som legges inn i analysen. Gjennom prosjektet SCORE ved SINTEF arbeides det med å utvikle numerisk analyseverktøy for suspensjonsstrømninger basert på SPH – Smoothed Particle Hydrodynamics. Dette er neste generasjons numerisk verktøy for simuleringer ved SINTEF. SPH er en elementnettløs numerisk metode basert på en lagrange formulering og egner seg for beregning av fluider og faste stoffer. Typiske applikasjonsområder er strømning med fri overflater, flerfasestrømning, miksing og strømning med voldsomme bevegelser og store deformasjoner. SPH er velegnet for å modellere fenomener som flomskred og sørpeskred. Foreløpige resultat på numeriske analyser av modellerte flomskred, figur 11, tyder på at dette kan være et verktøy som kan benyttes for å simulere oppførsel og utbredelse/konsekvens av skredmassene og ikke minst effekt av ulike tiltak. SCORE har full 3D implementering slik at ulike forbygningsgeometrier og ledevoller samt skredbaner kan fullt ut modelleres og analyseres.



Figur 11 Resultat av modellering med SCORE på effekt av skredvoll for flomskred

KONKLUSJONER

Flomskred med bakgrunn i snøsmelting og lokale store nedbørsmengder innebærer en fare for liv og helse og en betydelig risiko for bygninger og infrastruktur. Klimaendringen tilsier at frekvens og omfang av denne type skred forventes å øke og også opptre på andre steder enn der de tidligere har gått.

Selv om det er mye erfaring knyttet til denne type skred mangler det fremdeles mye på forståelsen for hvordan skredmassene oppfører seg, effekten av ulike sikringstiltak og ikke minst i modeller for å kunne gjennomføre numeriske simuleringer av denne type skred.

Modellforsøk i laboratoriet gir et godt grunnlag for å vurdere oppførsel av skredmassene og effekten av ulike typer sikringstiltak. Det ligger imidlertid betydelige begrensninger i modellforsøkene i forhold til å kunne variere med ulike typer skredmasser og i forhold til innvirkning av ulik topografi. Det er derfor et stort behov for å koble modellforsøk i

laboratorium med gode numeriske modeller for å kunne gjennomføre analyser der ulike parametere kan isoleres og studeres nærmere. Det er imidlertid meget klare begrensninger i de modellene som er tilgjengelig for å gjennomføre slike numeriske analyser og det gjør at verdien av disse resultatene er begrenset.

For å gi et bedre kunnskapsgrunnlag for vurdering av flomskred og tiltak for å redusere konsekvensene må det gjennomføres mer forskning på mekanismene og utvikle teorigrunnlaget for skredmassenes oppførsel. Dette kan etter vår mening best gjøres ved en kombinasjon av følgende element:

- målinger i felt
- modellforsøk i laboratorium
- numeriske analyser

REFERANSELISTE

- Brateng, L., E. (2005). *Laboratorieforsøk for utforming av terrengtiltak mot snøskred*. Master: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for bygg, anlegg og transport. 129 s.
- Christiansen, L. F. (2012). *Flomskred – litteraturstudie og innledende modellforsøk for masteroppgave våren 2013*. Prosjekt: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi, institutt for bygg, anlegg og transport.
- Christiansen, L.F. (2013). *Flomskred – Litteraturstudie og modellforsøk med voller som sikringstiltak*. Master: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi, institutt for bygg, anlegg og transport.
- Fiskum, E. (2012). *Testing av ulike sikringstiltak i modellforsøk*. Master: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi, institutt for bygg, anlegg og transport. 97 s.
- Hiller, P. & Jenssen, L. (2009). *Modellforsøk med flomskred mot bruer - Virkning av bruåpning og ledevoller*: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for vann- og miljøteknikk.
- Huebl, J. & Fiebigler, G. (2005). Debris-flow mitigation measures. I: Jakob, M. & Hungr, O. (red.) *Debris-flow hazards and related phenomena*, s. XLII, 739 s., pl. : ill. Berlin: Springer published in association with Praxis Publ.
- Hungr, O., Morgan, G. & Kellerhals, R. (1984). Quantitative analysis of debris torrent hazards for design of remedial measures. *Canadian Geotechnical Journal*, 21 (4): 663-677.
- Høydal, Ø. A. & Kronholm, K. (2013). *Flomskredsikring*, utkast til håndbok Flomskredsikring: NGI.
- Norem, H. & Sandersen, F. (2012). *Flom- og sørpeskred*, Håndbok 284 - Høringsutgave av veileder. Nr. 73: Statens Vegvesen. 102 s.
- Sellevold, J., C. (2010). *Sikringsmidler mot vannrelaterte skred*. Prosjektoppgave: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for geoteknikk.
- SVV. (2011). *Veibygging - Håndbok 018*: Statens vegvesen.
- Takahashi, T. (2007). *Debris flow*. Leiden, The Netherlands: Taylor & Francis.
- VanDine, D. (1996). Debris flow control structures for forest engineering. *Res. Br., BC Min. For., Victoria, BC, Work. Pap.*, 8: 1996.
- Watn, A. (2012). *Klima 2050. Klimatilpasning av Bygninger og Infrastruktur* Teknologidagene. Statens Vegvesen.
(<http://www.vegvesen.no/Fag/Fokusomrader/Forskning+og+utvikling/Teknologidagene/Teknologidagene+2012/Naturfare>)

TeMaSi – INNOVATIV LØSNING FOR BYGGING AV BRATTE SKRÅNINGER MED GEOSYNTETER OG LETTKLINKER

Jomar Finseth, Senior Prosjektleder, SINTEF Byggeforsk
Arnstein Watn, Forskningsdirektør, SINTEF Byggeforsk
Philippe Delmas, Professor, Conservatoire National des Arts et Métiers (CNAM).
Joanna Górniak, MDB Texinov, Frankrike
Tom Atle Pettersen, Saint-Gobain-Weber

SAMMENDRAG

Bygging av bratte skråninger i områder med dårlige grunnforhold og vanskelig tilkomst byr på store geotekniske og anleggstekniske utfordringer. Typiske problemstillinger kan være knyttet til bygging i områder med bløt leire, i bratt terreng eller i områder med tett bebyggelse og begrenset plass. I TeMaSi-prosjektet er det utviklet en løsning for bygging med lette masser i bratte skråninger med kombinasjon av geosynteter og lettklinker (løs Leca). Ved å kombinere prinsippene med jordarmering og lette fyllmasser kan det bygges en lett konstruksjon i skråninger med bratt helning der fronten består av geotuber fylt med lettklinker som blåses inn i tubene ved bruk av en spesialkonstruert slede og dyse. Tilbakefyllingen bak tubene skjer ved innfylling av lettklinker med jordarmering direkte festet i fruntelementene, en metode som sikrer stabiliteten av fyllingen og med mulighet for ulike fasadeløsninger tilpasset lokale forhold. SINTEF har sammen med Weber SAINT-GOBAIN, Texinov og CNAM gjennomført et forsknings- og utviklingsprosjekt over 4 år med utvikling av løsningen. Metode og konsept har i flere omganger vært testet i laboratorium og fullskala testskråninger. Fullskala pilotprosjekt ble gjennomført i november 2012 på Rælingen, med bygging av 80° grader skråning i 4,4 meter høyde over 36 meter lengde.

SUMMARY

Construction of steep slopes in areas with soft soil conditions and difficult access, addresses large geotechnical and civil engineering challenges. Typical problems may be related to construction in areas with soft clay slopes, or in urban areas with limited space. The research group in the TeMaSi project has developed a solution for construction of low mass structures with steep slope front, combining geosynthetics and light weight aggregates (Leca). By combining the principles of soil reinforcement and lightweight aggregates it is possible to construct a low mass structure with steep front where the front consists of geotubes filled with lightweight aggregate. The aggregate is blown into the tubes using a specially designed sledge and nozzle. Backfill behind the tubes is done by filling lightweight aggregate with soil reinforcement anchors directly attached to the front elements, a method that ensures the stability of the embankment. The system has a facing solution that can be adapted to local conditions and environment. SINTEF together with Saint Gobain Weber, Texinov and CNAM have performed a research and development project over four years to develop the solution. Method and concept has for several occasions been tested in laboratory, field and full-scale test sites. Full-scale pilot project was completed in November 2012 in Rælingen, with the construction of 80 ° degrees slope in 4.4 meter height over 36 meters length.

INNLEDNING

Bygging av lette og bratte fyllinger er aktuelt for å løse byggetekniske problemer knyttet til grunnforhold og eller plasshensyn. Dimensjonering og bygging kan være utfordrende både geoteknisk og anleggsteknisk. Dette gjelder ikke bare ved bygging i områder med bløt og ustabil byggegrunn, problemstillingen vil kunne oppstå ved for eksempel fortetting i urbane strøk, eller generelt i bratt terreng. Bruk av armert jord har i mange tilfeller vist seg å gi gunstige løsninger både teknisk og økonomisk, og det er gjennomgående gode erfaringer med konstruksjoner med armert jord. De geotekniske foreningene i Norden har laget en egen veileder for bygging med armert jord (De geotekniske foreningene i Norden, 2006). Lette fyllmasser har vært benyttet i mange konstruksjoner for å redusere vekten og dermed oppnå bedre stabilitet og redusert risiko for setning. Bygging av lette fyllinger med løs lettklinker (løs Leca) er gjort i over 50 år med gjennomgående positive erfaringer (Watn, 2008). TeMaSi-prosjektet har hatt fokus på å kombinere materialer og metoder som gir stabile konstruksjoner for bratte skråninger, spesielt i prosjekter hvor det stilles krav til lette fyllinger, eller hvor adkomst for tunge anleggsmaskiner er en utfordring.

PROSJEKT

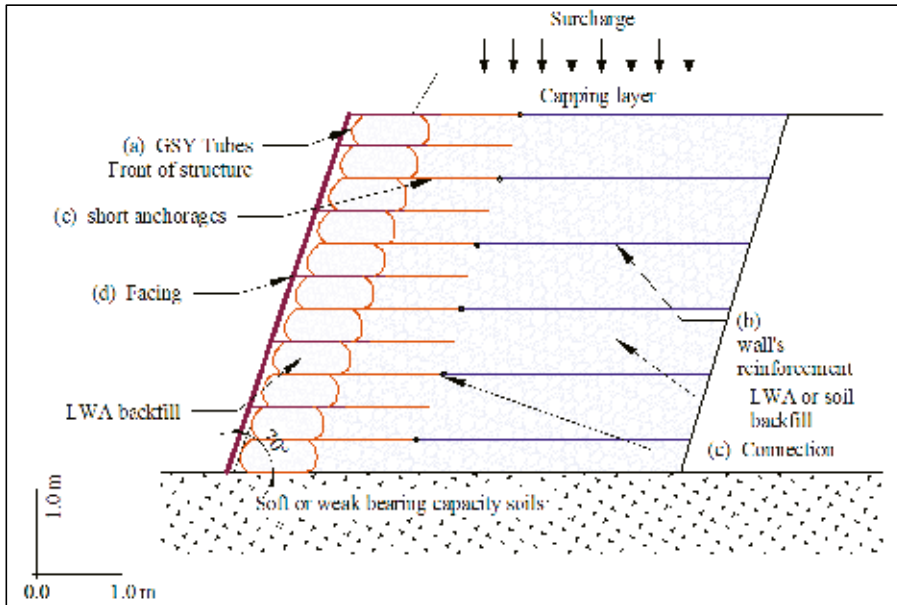
TeMaSi-prosjektet har vært gjennomført som et europeisk EUREKA- prosjekt (<http://www.forskningsradet.no/prognett-eureka>). Prosjektet er et samarbeid mellom partnere i Norge og Frankrike og er delfinansiert gjennom FNS, Fransk-Norsk stiftelse i Forskningsrådet og OSéO (Fransk stiftelse for finansiering av innovasjonsprosjekter). Partnere i prosjektet har vært:

- SINTEF Byggeforsk
- Saint Gobain-Weber
- MDB Texinov . Fransk produsent av Geosynteter
- Conservatoire National des Arts et Métiers (CNAM). Fransk utdanningsinstitusjon.

Et PhD-studie ved CNAM med tittelen " Geosynthetic tubes filled with lightweight aggregate in new geotechnical structures" (Górniak, 2013) har vært en integrert del av prosjektet.

PRINSIPPLØSNING

TeMaSi er konstruksjonsløsning der løs lettklinker (løs Leca) kombineres med tuber av geosyntet. Konseptet har en frittstående fasadeløsning som kan tilpasses omkringliggende miljø. Løs Leca blåses inn i tuber med teoretisk diameter på ca. 60 cm, som forankres inn i bakenforliggende fylling som kan bestå av løs Leca eller konvensjonelle fyllmasser. Tubene installeres lagvis i ønsket vertikal vinkel gjennom et spesialtilpasset sledesystem, som inkluderer en dyse for innblåsing av Leca. Tilbakefyllingen er armert med geotekstiler som er dimensjonert i forhold til styrke og lengde ut fra prinsippene for armert jord. Forankring er festet til tubene i front. Med en slik design er det mulig å oppnå en lett skråningskonstruksjon med vinkel opp mot 90° som kan etableres meget raskt og med ulike typer fasadeløsninger.



Figur 1 Skisse, prinsippløsning TeMaSi-systemet (Górniak, J. 2013).

INITIELLE STUDIER

I den initiale fasen av prosjektet, ble det gjennomført et stort antall tester knyttet til utvikling av utstyr, prosedyrer og materialer, utført i Frankrike, Danmark og Norge. Målet med de initielle studiene har vært å gjennomføre forsøk knyttet til de enkelte elementene og prosedyrene ved bygging av en skråning etter TeMaSi-prinsippet. Resultatene er brukt som basis for design og bygging av en full-skala konstruksjon senere i prosjektet.

Geosynteter

En av de første utfordringene knyttet seg til å finne et egnet råmateriale for produksjon av geosynteter for tube og armering. Leca er et alkalisk materiale og det kan innebære utfordringer i forhold til nedbryting for en del polymere materialer som er vanlig benyttet i produksjon av geosynteter. I tillegg ble det stilt særskilte krav til egenskapene av geosyntetet, både av mekanisk og fysisk karakter, for å oppnå ønsket styrke og fasong av den enkelte tube og hele konstruksjonen:

- Fleksibilitet
- Permeabilitet
- Forsterkning
- Holdbarhet
- Egenskaper knyttet til abrasjon (ved innblåsing av Leca)

Texinov har et produktspekter som i hovedsak er strikkede geosynteter, en metode som gir mulighet for å produsere sammenhengende tuber. Utvikling av tube og tubemateriale har skjedd parallelt med, og som en del av de initielle testene. Type råmaterialer som er utprøvd under utviklingsarbeidet har vært:

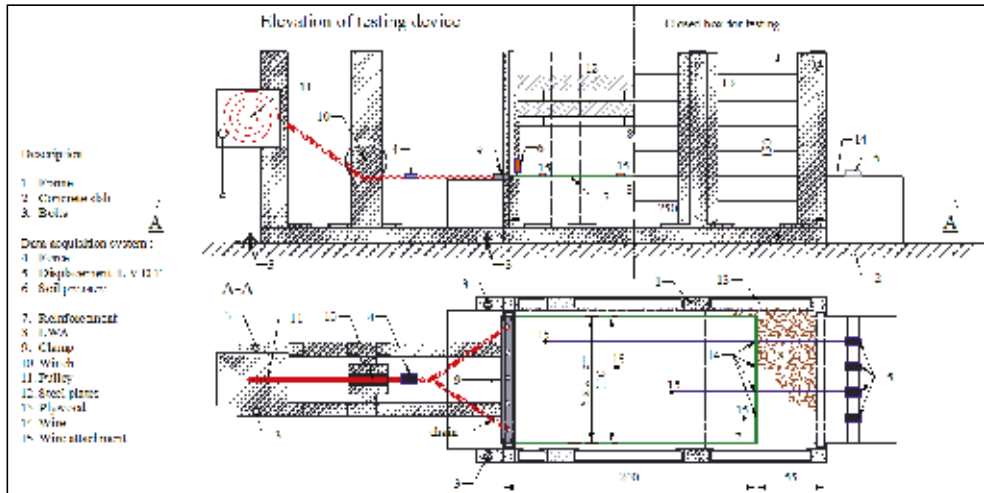
- PES - Polyester
- PVA – Poly Vinyl Alkohol
- PP – Polypropylen

Noen av de ulike typene produkter som er utprøvd og testet for ulike egenskaper er vist i *Tabell 1*.

Tabell 1 Egenskaper av Texinov geosynteter testet for bruk i tuber (Górniak, J. 2013).

Denomination	Polymer	Mechanical properties (ISO 10319)		Tensile strength – elongation curve
		Tensile strength at break (kN/m)	Elongation at break (%)	
<u>TMS PVA 70</u> ϕ	PVA	41.2	17.89*	
		70.2	26.78*	
<u>TMS PP 65</u> ϕ	PP	42.6	52.67*	
		64.9	40.43*	
<u>TMS PP –PVA</u> <u>72</u> ϕ	PVA	37.6	30.42*	
	PP	72.1	34.39*	
<u>GT PP 100</u> ϕ	PP	100	20*	
		50	20*	
<u>GT PES 55</u> ϕ	PES	55	11*	
		50	11*	
<u>TMS PP 50</u> ϕ	PP	60	25*	
		50	7*	
<u>GT PP 50</u> ϕ	PP	60	23.65*	
		54	9.50*	

For geosynteter brukt i bakenforliggende forankring har det vært gjennomført en studie knyttet til mekaniske egenskaper og friksjon, med tanke på å sikre tilstrekkelig mobilisering for uttrekking (*Tabell 1*). Tabellen viser 7 forskjellige materialer og produkter som er testet for å finne optimalt produkt for forankring. PP viste seg å være det materialet som har best egenskaper i et alkalisk miljø. Testene vist i *Tabell 1* viser resultat fra strekkforsøk med tilhørende forlengelse ved brudd. Det er også gjennomført uttrekksforsøk der målet er å finne friksjon og samvirke mellom geosyntetet og løs Leca. En prinsippskisse for de uttrekksforsøkene som er gjennomført er vist i *Figur 2*.



Figur 2 Prinsippskisse for uttrekksforsøk, geosynteter i løs Leca (Górniak, J. 2013).

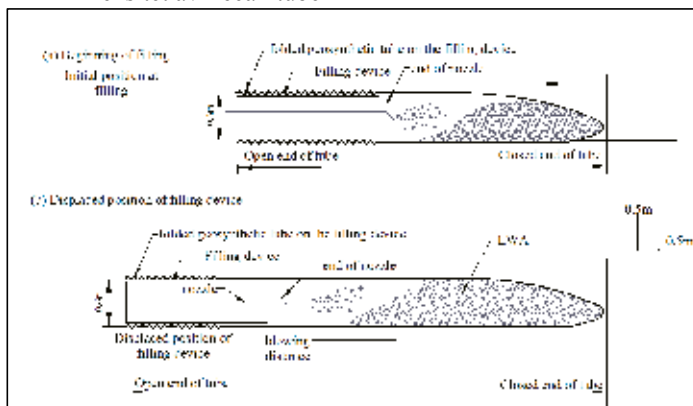
Innblåsing

Innblåsing av løs Leca i tubene (Figur 3), har vært gjennomført på tradisjonell måte med blåsebil. I utgangspunktet er det to forskjellige system (Górniak, 2013):

- Low Pressure System, LPS ("Scandinavian technique") med blåsetrykk ~ 80 kPa
- High Pressure System, HPS ("South European technique") med blåsetrykk ~ 200 kPa

Begge systemene har vært testet i forbindelse med utviklingsarbeidet i TeMaSi, der resultat fra testene viste at LPS hadde fortrinn ved lavere knusningsgrad av Leca og mer stabilt trykk, som igjen gir mer stabil levert mengde Leca pr tidsenhet. En slange fra blåse bilen har vært tilkoblet en spesialtilpasset slede som ivaretar selve innblåsing gjennom en dyse. Sleden styrer også vinklingen av skråningsfronten og fungerer som en holder for tuber før og under selve utleggingen. Studiene knyttet til innblåsing av Leca har i stor grad fokusert på følgende områder:

- Blåsetrykk
- Hastighet av Leca (volum/tidsenhet)
- Blåselengde (avstand mellom dyseåpning og innfylt Leca i tube)
- Nedknusing av Leca
- Densitet av Leca i tube



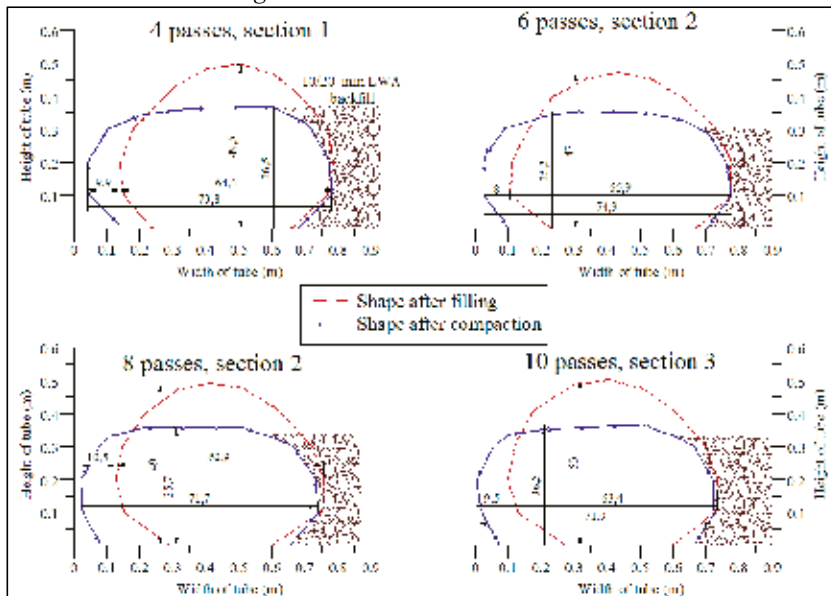
Figur 3 Prinsippskisse for fylling av Leca i geosyntet tube (Górniak, J. 2013).

Teoretisk diameter for geosyntet-tuber brukt i TeMaSi-systemet er 0,6 meter og det er med dagens sledesystem mulig å legge ut ca. 30 meter tube pr omgang med en hastighet på ca. 2-3 meter/minutt, avhengig av mengde blåst Leca/tidsenhet. Under utviklingen av TeMaSi-systemet har også de fylte tubene vært gjenstand for testing, spesielt knyttet til komprimering og stabilitet. Generelt vil kritiske faktorer for tubene i forbindelse med innblåsing av Leca og utlegging være:

- Fyllingsgrad
- Retningsstabilitet
- Komprimering etter innfylling
- Innfesting og mobilisering av geosyntet-anker
- Avslutningsfase og lukking av tube etter innfylling av Leca
- Skjøting av tuber i lengderetning

Komprimering

For å oppnå best mulig stabilitet, og redusere setninger, er komprimering av tubene en viktig faktor. Det er utført komprimeringsforsøk (eksempel *Figur 11*), blant annet på sist lagte tube i en konstruksjon og sett på hvordan komprimering av denne innvirker på tubene som er lagt ut lengre ned i konstruksjonen. Resultatene viser at komprimering overføres fra øverste tube til underliggende tube med avtagende effekt. Innfylling av materiale bak tubene før komprimering gir relativt stort utslag på form av tube og effekt av komprimering i forhold til komprimering av tube uten sidestøtte av bakenfor-fylt materiale. Det er av den grunn gjort en studie for å se på effekten av komprimering både av selve tubene og av tilbakefylt materiale (løs Leca) i form av densitet på materialet i tubene. Formen av tubene er målt før og etter komprimering for å kunne beregne komprimeringsgraden. Forsøkene er utført med en vibroplate som har passert over tubene henholdsvis 4, 6, 8 og 10 runder. Resultatene viser at tuben veldig raskt oppnår endelig bredde, og høyden reduseres minimalt med økende antall passeringer, etter 4. passering. Formendring av tubene ved komprimering med løs Leca på én side av tuben er vist i *Figur 4*.



Figur 4 Effekt av komprimering av tuber med henholdsvis 4, 6, 8 og 10 passeringer med vibroplate. (Górniak, J. 2013).

Deformasjonsforsøk

En kritisk faktor ved bygging av en konstruksjon etter TeMaSi-prinsippet er hva som skjer dersom deler av skråningen blir ødelagt, ved for eksempel setninger eller ødeleggelse av nederste tube. Ved fullskala forsøk i Borge ble det installert spenningsmålere i konstruksjonen under bygging og en sjakt ble klargjort under nederste tube. Massene i sjakten ble så fjernet slik at understøttelse over en avstand på 2 meter av nederste tube ble borte, for deretter å måle deformasjoner og spenninger i de overliggende tuber. Oppsettet med instrumentering og med noen resultat fra målingene er vist i *Figur 5*. Det ble målt maksimal vertikal deformasjon på 0,22 meter ved forsøkene. Forsøket viste at TeMaSi-veggen tåler relativt store deformasjoner i nederste del uten at konstruksjonen totalt sett blir svekket, selv med relativt høye laster på topp av fylling (*Figur 5*). Denne type endret spenningsmønster og deformasjon blir i hovedsak tatt opp i de horisontale ankrene fra tubene, inn i bakenforliggende fylling.



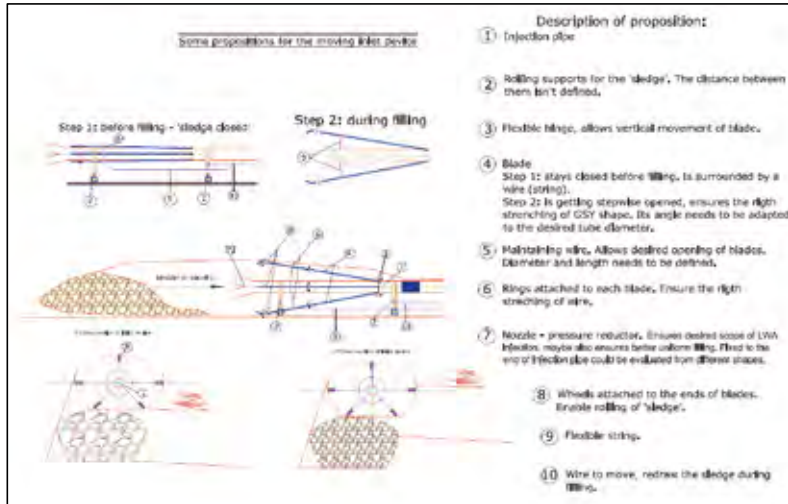
Figur 5 Deformasjoner i TEMaSi-konstruksjon ved fjerning av understøttelse for en seksjon (Górniak, J. 2013).

TEKNISK UTSTYR

Et funksjonelt innblåsingssystem for Leca i tuber og vinsj for konstant hastighet ved innfylling av tuber har vært viktige elementer for å oppnå en rask og sikker byggemetode. På grunnlag av innledende forsøk, ble det utviklet en prinsipløsning for et system for innblåsing av Leca basert på en flyttbar enhet (slede), prinsippet for denne løsningen er vist i *Figur 7*.

Utviklingen av innblåsingssystemet ble basert på tidlige prototyper og design og gjennomført i samarbeid med firma M-Tech i Trondheim ved Morten og Petter Scharffscher. En multifunksjonell slede ble konstruert med følgende spesifikasjoner:

- Enkel håndtering
- Mulighet for å ha 30 meter tube installert
- Sledesystem uten risiko for å ødelegge allerede utlagte tuber
- Retningsstyring
- Dyserør og enkel av/påkobling av blåseslange
- Justerbar føring for utlegging av tuber i riktig vertikal vinkel



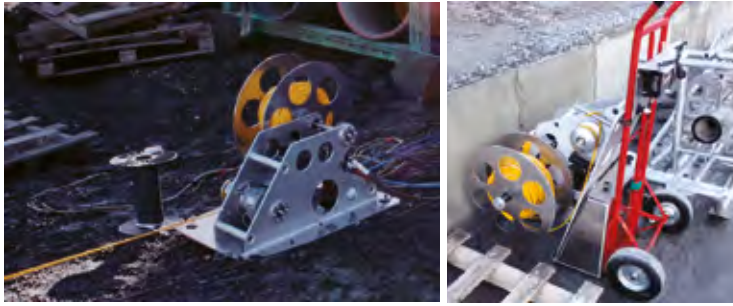
Figur 6 "Next generation" innblåsningsutstyr (G. Fauchaux, CNAM).

En prototyp slede i aluminium, Figur 7, ble første gang testet i 2010 og har senere gjennomgått flere detalj-revisjoner. Utstyret er brukt ved flere installasjoner, blant annet "Full scale construction's" i Borge 2010 og på Rælingen 2012 (omtales i senere kapittel).



Figur 7 Prototype "slede" for innblåsing av Leca, 2010.

En enkel vinsj ble benyttet i 2010 for å teste ut et konsept der antallet personer som håndterer blåseslangen reduseres, mot at sledens fremdrift blir ivarettatt gjennom vinsjesystemet. Første test var lovende og det ble på starten av 2012 gjennomført en test med nyutviklet vinsj-system for TeMaSi-systemet (Figur 8).



Figur 8 Vinsj utviklet for TeMaSi-systemet.

FULLSKALA TESTING

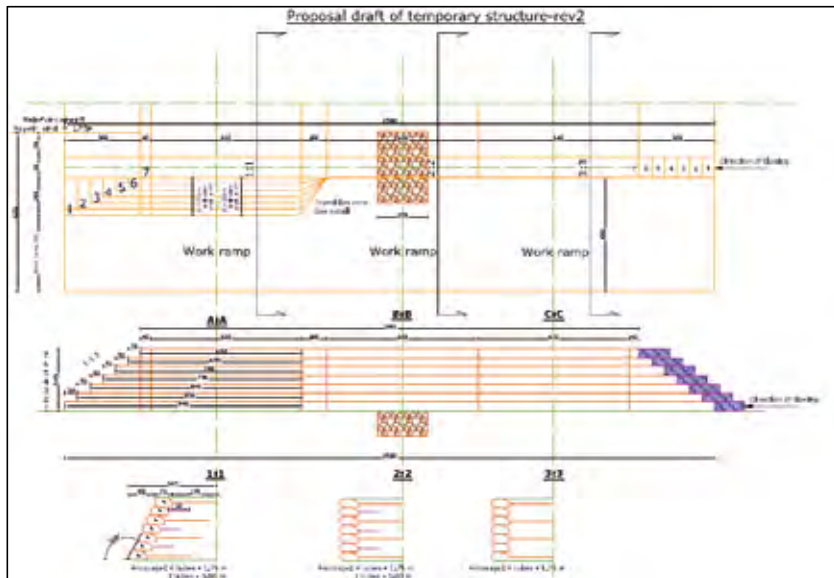
I oktober 2010 og november 2012 ble det bygget 2 fullskala testkonstruksjoner for å prøve ut systemet og byggeteknikken på henholdsvis 2,5 og 4,4 meter høyde på Leca sine fabrikker i Borge og på Rælingen.

Full-skala test Borge

Fyllingen i Borge ble designet og bygget som en del av en anleggsvei for transport av tyngre kjøretøy. Konstruksjonen ble bygget i et område med leire der laveste S_u er 20 kPa (Friis, et.al 1963). Det har tidligere har gått ras i området forbindelse med byggeaktivitet.

For full-skala test i Borge ble det designet en konstruksjon over 3 seksjoner med lengde 26 meter (Figur 9).

- Seksjon A har skråningsvinkel 60° .
- Seksjon B har svingradius i nederste del for overgang mot skråningsvinkel 90°
- Seksjon C har skråningsvinkel 90°



Figur 9 Design full-skala test i Borge (Górniak, J. 2013).

Inkludert i dette forsøksoppsettet ble konstruksjonen designet med forskjellige lengder på bakenforliggende geosyntet anker festet i tubene. Tubene som ble benyttet har tilnærmet like fysiske og mekaniske egenskaper som tuber benyttet i avsluttende full-skala testing på Rælingen. På Borge ble det fylt inn løs Leca i den første sonen, nærmest sekkene, for å sikre at fyllmaterialet hadde kjente egenskaper knyttet til lette fyllinger. Bak denne sonen ble det fylt knuste Leca-blokker fra produksjonen på Borge.



Figur 10 Fra bygging og ferdigstilling av 2,5 meter høy TeMaSi-konstruksjon ved Borge.

For å oppnå en fyllingshøyde på 2,5 meter ble det benyttet 7 høyder med tuber, som har en gjennomsnittlig ferdig komprimert høyde på 0,36 meter pr. tube med små variasjoner. Ferdig fyllingsfront er vist i *Figur 10*.

Full-skala test Rælingen

I november 2012 ble det i løpet av 3 dager bygget en TeMaSi-konstruksjon med 4,4 meter høyde og 36 meter lengde, frontareal på ca. 120 m^2 , inn mot en eksisterende skråning ved Leca's anlegg i Rælingen. Bakgrunnen for å velge Rælingen for denne konstruksjonen er sikring av en bratt skråning ned mot en betongplate hvor tyngre kjøretøy laster leire inn til produksjons-ovnene for Leca. Det var tidligere registrert at skråningen hadde dårlig overflatestabilitet og den var delvis sikret med steinblokker for å redusere problemene. Det var ønskelig å utvide og utnytte øvre del av skråning til lagrings/parkeringsområde, og det ble designet en TeMaSi-konstruksjon over ca. halve lengden av skråning med helningsvinkel 80° , med maksimum 11 tuber i høyden. Det ble gjennomført en stabilitetsanalyse av den prosjekterte TeMaSi-konstruksjonen med innfylling av løs Leca bak tubene som ga en sikkerhetsfaktor på ca. 1.9.

I denne konstruksjonen er det benyttet PP geosyntet for geotubene som er det produktet som er planlagt brukt i permanente TeMaSi-konstruksjoner. Teoretisk diameter av tuber er 0,64 meter som komprimeres til ca. 0,42 meter under bygging. Utlegging av tuber med innfylling og komprimering er vist i figur 11.



Figur 11 a) innblåsing av Leca i tube, Rælingen. b) Komprimering av tube.

Byggingen ved Rælingen ble gjennomført med den spesialtilpassede sleden og TeMaSi vinsje-system. Innblåsing av løs Leca i tubene ble gjennomført ved bruk av blåsebil etter LPS prosedyre. Teamet under bygging varierte noe fra dag til dag, men besto hovedsakelig av fem personer/dag for installering og innfylling av tuber. I tillegg ble det benyttet en hjul-laster for tilkjøring av tilbakefyllingsmateriale og en gravemaskin for innfylling og komprimering. Komprimering av tuber og fylling inn mot tubene ble utført ved bruk av vibroplate.

To utfordringer som har fulgt prosjektet gjennom hele utviklingsperioden har vært kobling av tuber i lengderetning og innfesting av bakenforliggende geosyntet anker til tube. For kobling av tuber i lengderetning ble det på Borge benyttet en metode der tubene sys sammen når neste tube skal kobles på den første, mens det på Rælingen ble benyttet et konsept der tubene lukkes og legges den ene over den andre (Figur 12a).



Figur 12 a) Kobling av tuber i lengderetning. b) C-clips for kobling av anker og tube.

Innfesting av bakenforliggende geosyntet for forankring av tuben inn i fyllmassen har i hovedsak vært gjennomført med søm. Syng i denne sammenheng gir mulighet for mindre mobiliseringslaster mellom tube og anker enn det som er nødvendig i et konsept som TeMaSi. Løsning som ble valgt for Rælingen-konstruksjonen ble derfor kobling med "C-clips" over en gjennomtredd vaier i henholdsvis tube og anker (Figur 12b).

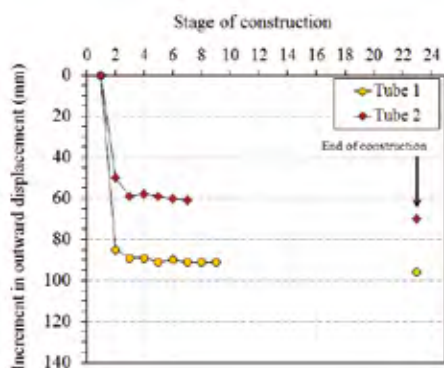
Den ferdige konstruksjonen før montering av frontpanel er vist i figur 13.



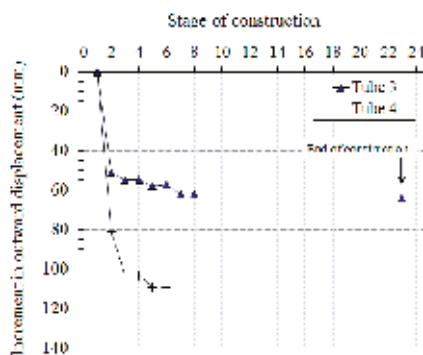
Figur 13 Ferdig TeMaSi-konstruksjon Rælingen 2012.

Setninger under installasjon

Ved oppføring av støttevegg etter TeMaSi-prinsippet må det tas hensyn til endringer i høyde og endringer i front av tuber etter gjentatte komprimeringer med vibroplate og gravemaskin. Figur 14 a) og b) viser endringer i flere målepunkt under byggeprosessen utført med Totalstasjon. "Stage of construction" angir ett steg i byggeprosessen der steg 1 er utlegging av tube 1, steg 2 er komprimering av tube 1, steg 3 er utlegging av tube 2, osv. Tendensen, med få unntak, viser at største del av endring kommer rett etter første komprimering og at setninger horisontalt og vertikalt avtar når komprimeringen skjer gjennom flere overliggende tuber.



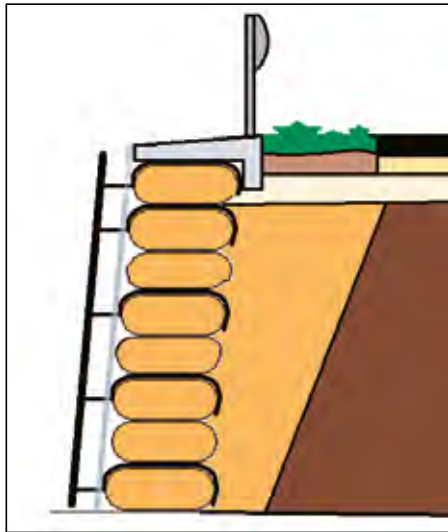
Figur 14 a) Endringer i høyde for tuber (Górniak, 2013).



b) Endringer i horisontalplan for tube (Górniak, 2013).

FASADE-LØSNING

Det er utviklet en egen fasadeløsning som en del av TeMaSi-systemet (Figur 15 a). Denne løsningen inkluderer en overgang mellom fasade og toppdekket for å sikre et helhetlig byggekonsept. Selve fasadekonstruksjonen består i vertikale og eventuelt horisontale (avhengig av fasadeløsning som velges) stålstendere som forankres inn i fyllingen med spesialankre som basis for ulike typer fruntelement og løsninger som vist i Figur 15 b). De vertikale stålstendere forankres i tillegg i et fundament i bunn av konstruksjonen. På dette fagverket festes den prefabrikkerte fasadeløsningen som ønskes brukt for det enkelte prosjekt.



Figur 15 a) Prinsippskisse fasade.

The gabion	Gabioner med Leca/stein	
Reklame	Eks. Tekstil med trykk	
Tre	Treprofiler	
"The rough one"	Eks stålplater el. strekkmetall	
Grønn vegg	Vegetasjon	

b) Mulige fasadeløsninger.

KONKLUSJON

Gjennom utviklingsarbeidet i TeMaSi-prosjektet har det vært lagt vekt på å utvikle et konsept som muliggjør bygging av bratte lette fyllinger i områder med dårlige grunnforhold og vanskelig adkomst. Skråninger kan bygges med dimensjonerende romvekt under 5 kN/m^3 , med helning av fyllingsfront inntil 80° . Løsningen er utviklet ved teoretiske beregninger og lab-/feltforsøk, samt bygging av to fullskala prøvekonstruksjoner. Det er utviklet en løsning med geosyntet tuber i fronten fylt med løs Leca som blåses inn i tubene ved hjelp av en mobil slede. Dette gir en rask og sikker byggemetode som er lite ressurskrevende i form av mannskap og maskiner. Det er også utviklet en fleksibel fasadeløsning med et system med en frittstående fasade som er forankret inn i fyllingen. Dette gir mulighet for å benytte ulike typer frontfasader som kan tilpasses de lokale forholdene. Deformasjonene av den ferdige konstruksjonen etter bygging og ved belastning er begrenset og er sammenlignbare med vanlige skråningskonstruksjoner med geosyntetisk armering. Forsøkene på full skala prøvekonstruksjoner har vist at de har god stabilitet også dersom de utsettes for skade på deler av konstruksjonen. Det er utarbeidet retningslinjer for design og bygging av TeMaSi-løsningen og den er nå klar for å lanseres på markedet.

REFERANSER

- De geotekniske foreningene i Norden (rev. 2006). *Nordisk håndbok armert jord og fyllinger*. Publikasjon Norsk geoteknisk forening.
- Friis, J., Holm, O.S. & Dagestad, G. (1963). *Supplerende grunnundersøkelser for elteri og sentralbygg*. Oslo, Norsk Teknisk Byggekontroll. Rapport
- Górnaiak, J. (2013). *Geosynthetic tubes filled with lightweight aggregate in new geotechnical structures: first studies*. PhD avhandling. L'universite Pierre et Marie Curie.
- Watn, A. (2008). Expanded Lighweight Aggregates for geotechnical applications. *Proceedings of the 11th Portuguese Geotechnical Society Meeting: Congresso Nacional de Geotecnica*, Coimbra, Portugal, p: 8 pages.

**OSLO LUFTHAVN GARDERMOEN
UTVIDELSE AV TERMINAL
GEOTEKNISKE ERFARINGER****Oslo Airport Gardermoen
Expansion of the terminal
Geotechnical experiences**

Siv.ing. Anders Aamodt, Norconsult AS

SAMMENDRAG

Utvidelsen av terminalen, byggingen av Sentralbygg vest, har medført en del geotekniske utfordringer. Noen av disse utfordringene har vært knyttet til å bygge inntil og lavere enn eksisterende konstruksjoner. Gravmassene var hovedsakelig silt, sand og grus.

Det er benyttet både z-spunt og rørspunt i prosjektet. Rørspunt ble benyttet der det var fare for skade på eksisterende konstruksjoner, samt der det var høydebegrensninger. Ramming av z-spunt inntil eksisterende Pir vest førte til betydelige setningsskader på fundamenter.

For å senke grunnvannet i gropa ble det hovedsakelig benyttet sugespisser/wellpoints. Dette ble benyttet både for lokale utgravinger, men også for grunnvannssenkning over større områder. Et eksempel på hvor utfordrende grunnvannssenkning kan være er utførelsen av gropa for påkobling med eksisterende teknisk kulvert. Dette var en grop som ble utgravd lavere enn grunnvannsnivået og eksisterende jernbanekulvert. Spunt og tetningsmasse ble benyttet for å få gropa tett nok til at sugespissene kunne senke grunnvannet.

SUMMARY

The expansion of the Oslo airport terminal building, the construction of “Sentralbygg vest”, has given many geotechnical challenges. Some of these have been related to construction work close to and below existing constructions. The excavated soil consisted mainly of silt, sand and gravel.

In this project it is used both z section sheet piles and drilled steel pipes as sheet pile walls. Pipes were used to avoid damage to existing constructions and in areas with limitations to height during the installation process. Installation of sheet piles close to Pir vest gave severe settlements to the foundations.

To lower the groundwater head, wellpoints were mainly used. In this way the water level was lowered to excavate small pits, but also to excavate bigger areas. An example of how challenging it could be to lower the water level is the excavation for the connection point between the new and old technical culvert. This pit was to be excavated at an elevation level lower than the groundwater level, and lower than the railway culvert. Both sheet pile walls and grouting with sealant were used to assist the wellpoints in lowering the water level.

PROSJEKTET

Det er i disse tider flere pågående prosjekter på Gardermoen av geoteknisk interesse. Ett av disse er utvidelsen av terminalen, byggingen av Sentralbygg vest.

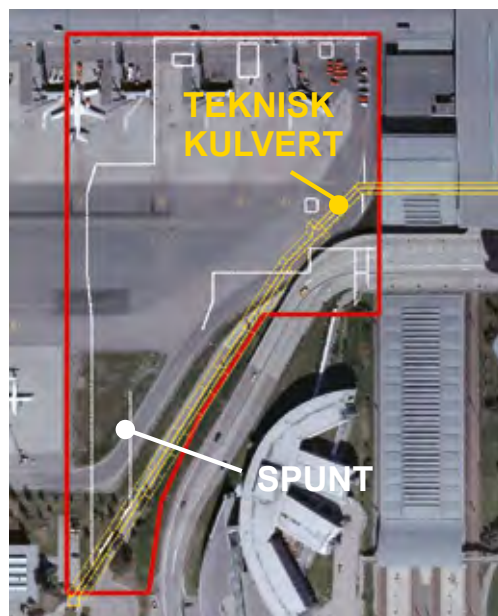
Arbeidet med utvidelsen startet opp sommeren 2012 og er planlagt ferdig våren 2017. Utvidelsen innebærer en ny avgangs- og ankomsthall på 52 000 m², og 34 nye innsjekkingsskranker. For ytterligere detaljer vedrørende utbyggingen på Gardermoen henvises det til OSL sine hjemmesider. *OSL (2013)*

Byggherre er Oslo Lufthavn AS og det er Team_T AS som er prosjekterende. Team_T er et samarbeid mellom flere konsultantselskaper og arkitekt, deriblant Norconsult AS. Norconsult har blant annet RIG.

I det videre vil det bli gjennomgått en del geotekniske erfaringer fra entreprisen med grunn og betongarbeider, for utvidelsen av terminalen. Hovedentreprenøren på denne entreprisen er NCC.



Figur 1: Omtrentlig plassering av byggegrop.



Figur 2: Byggegrøp med spuntlinje og eksisterende teknisk kulvert angitt.

Noen av utfordringene ved dette prosjektet har vært å forholde seg til eksisterende konstruksjoner. Rett nord for byggegropa er pir vest, rett øst jernbanekulverten og igjennom byggegropa går en teknisk kulvert, se figur 1 og 2.

Noen nøkkeltall for entreprisen er at det har blitt benyttet ca. 10 000 m² z-spunt og ca. 3000 m rørspunt. All spunt er midlertidig. I spuntgropa har det blitt benyttet inntil 3 stager med løsmassestag og det er gravd ut over 200 000 m³ masser. Største gravedybde er ca. 15 m.

GRUNNFORHOLD

Under vegetasjonsdekker og dekker/overbygning består grunnen av grusig sand med finere sand/silt i dybden. Fra ca. 5 til 25 m dybde kan silt- og leirelag påtreffes. Leire påtreffes fra ca. 20 til 25 m under terreng. Fra ca. 40 m dybde kan berg påtreffes.

I tillegg til det ovenfornevnte finnes det tilbakefylte og komprimerte fyllmasser ved eksisterende konstruksjoner som består av hovedsakelig stedlige usorterte masser. Pukk kan også påtreffes.



Figur 3: Bilde av naturlig avsatte masser i byggegropa.

Under utgraving ble det funnet at massenes egenskaper kunne variere en del lokalt i byggegropa. Dette skyldes til dels kompliserte avsetningsforhold, og et eksempel på dette er vist på figur 3.

SPUNTING/RØRBORING

Det meste av spunten benyttet i denne entreprisen er z-spunt. På forhånd var det et spørsmål om hvor spuntbare de lokale massene her skulle være og det ble valgt å ha en løsning med rørspunt i bakhånd. Det viste seg at z-spunten lot seg ramme ned forholdsvis greit på det meste av området. Unntaket var blant annet inntil Pir vest, men dette kommer vi tilbake til.



Figur 4: Z-spunt.



Figur 5: Rørspunt under bro.

Rørsput ble benyttet der det var fare for skade for eksisterende konstruksjoner (Pir vest) og der det var høydebegrensninger.

Rammingen av z-spunt gikk likevel ikke helt «smertefritt». En erfaring var at spunten stedvis revnet i spuntlåsene. Det finnes områder av spunten hvor dette ikke eller kun sjelden forekommer, men også områder hvor dette forekommer hyppig. En mulig årsak kan være at enkelte fraksjoner av sand/grus/stein har lettere for å tvinge spuntlåsene fra hverandre enn andre fraksjoner.

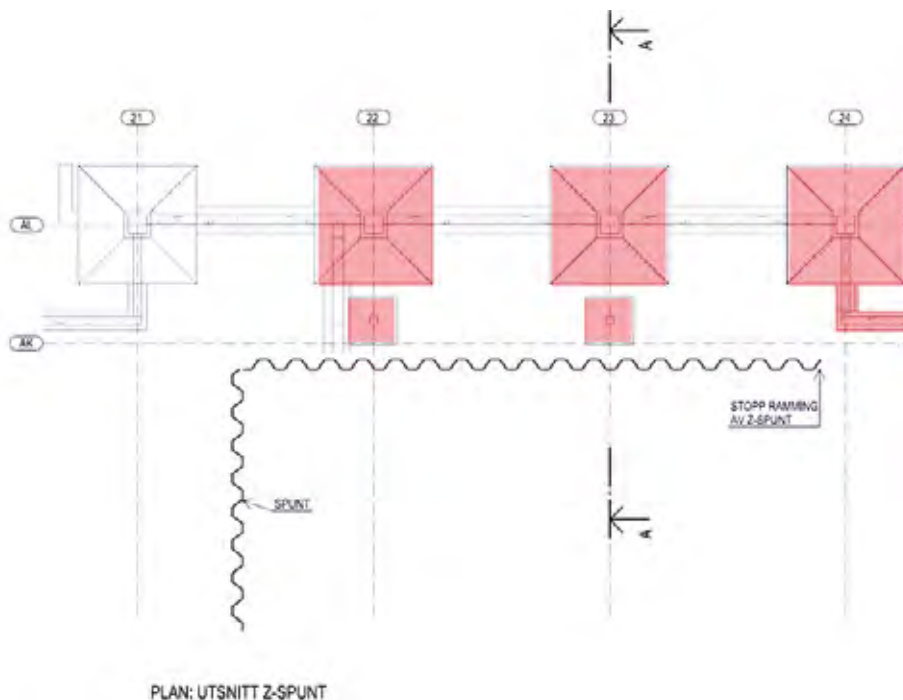
Glipene i spunten som oppsto som følge av revnede spuntlåser ble tildekket med påsveiste stålplater. Vi har ellers ikke registrert at glipene fikk noen praktiske konsekvenser for prosjektet.



Figur 6: Revnet spuntlås.

SPUNTING LANGS PIR VEST

Langs Pir vest ble det startet opp med ramming av z-spunt fra vest mot øst. Grunnforholdene her gjorde at rammingen gikk seint. Det ble hard ramming i faste masser.

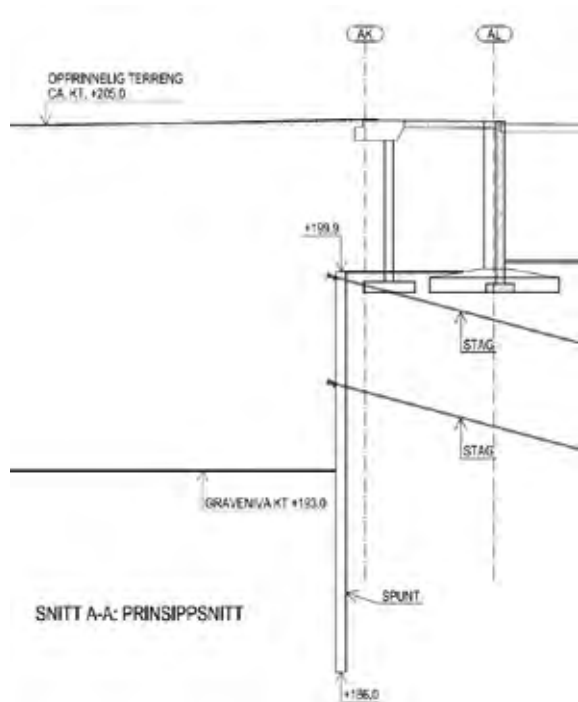


Figur 7: Plan z-spunt langs Pir Vest. Fundamenter markert med rød farge angir fundamenter som ble påvirket av spuntrammingen.

Allerede etter ca. 6 spuntnåler ble det observert skader på eksisterende konstruksjon. Søyla i akse 22/AK var da blitt revet løs fra bjelka den var ment å bære, se figur 8. Den harde rammingen hadde da medført en dypkomprimering av massene nær spunten, og derav setninger på fundamentet. På figur 7 og 9 er spunten angitt i plan og snitt. Spunten er rammet fra omtrentlig terreng og spunten er rammet betydelig lavere enn uk. fundament.



Figur 8: Søyle i akse 22/AK.



Figur 9: Snitt A-A, se figur 7.

Da det totalt var satt ca. 22 m med z-spunt langs piren og rammingen fortsatte å påvirke fundamentene, ble det valgt å gå over til rørspunt. Da var det forsøkt å ramme flere spuntnåler i lås samtidig, litt og litt ned i bakken, uten at dette hadde gitt de ønskede resultater. På figur 7 er det angitt fundamenter som har blitt påvirket av rammingen.



Figur 10: Fundamenter i akse 22 og 23/AK og AL.



Figur 11: Fundament akse 23/AL.



Figur 12: Fundament akse 23/AL.

Et eksempel på konsekvensen av ramming av z-spunt langs Pir vest er vist i figur 11 og 12. Magerbetongplata under fundamentet har sluppet fundamentet med ca. 8 til 10 cm i fremkant (mot spunt). Magerbetongen har så sluppet fundamentet i ca. 0,8 til 1,0 m lengde. Det betyr i dette eksempelet at spuntrammingen har påvirket massene (setninger) ut til ca. 4 m fra senter spuntlinje. Ved utgraving inn mot spunten mot Pir vest ble det observert at massene inneholdt mye grus og stein i området hvor spuntrammingen ga setninger. I området hvor det ble rammet spunt, og hvor det ikke oppstod setninger (i øst), var massene mer ren sand.

For å rette på skadene som oppstod pga. rammingen ble det blant annet midlertidig benyttet jekker (se figur 8), og for fundamentene i akse AL ble det boret hull og injisert inn under fundamentene etter behov.

Etter hvert som rørsputningen gikk videre, ble det erfart at massene virket mindre faste lenger øst langs bygget. Dermed ble det på nytt forsøkt rammet z-spunt. Prøvespunta gikk betydelig raskere ned uten å gi setninger. Til sammenlikning tok det 2,5 og 3 min. å ramme de to prøvenålene, mens det i vest trolig dreide seg om ca. 20 min. pr. nål i snitt og opp i mot 40 til 45 min. på det meste. Dermed ble de siste 35 til 40 meterne av vegg i øst utført med z-spunt. Her ble det ikke registrert setninger som følge av spuntingen.

På spuntveggen mot Pir vest ble det også montert flere inklinometere. Disse ble et viktig verktøy under oppfølgingen, spesielt ved overvåkning av deformasjoner på spunta ved utgraving og avspenning av stag.



Figur 13: Deler av spuntvegg mot Pir vest.

FORBLENDING AV RØRSPUNT

For å forblende rørspunten/sikre massene mellom rørene ble det benyttet 3 ulike metoder:

1. Armeringsnett og sprutbetong. Dette var innledningsvis foretrukken metode fra entreprenøren. Vi (RIG) var skeptiske som følge av vanskelig kontrollerbare sveiseforbindelser mellom rør og armeringsnett.



Figur 15: Rensk og sprutbetong.

2. Rensk av masser mellom rør og påføring av sprutbetong (se figur 15 og 17). Dette var en metode anbefalt av oss (RIG). Denne ble etter hvert benyttet for å spare plass foran rørspunten. Entreprenøren erfarte at metoden fungerte tilfredsstillende. Den var grei å utføre og sparte arbeid med påveising av armeringsnett. Den ga også redusert volum av sprutbetong.

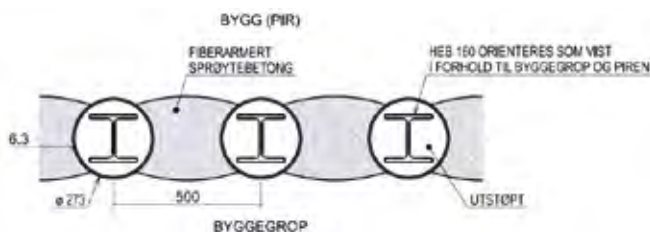


Figur 14: Armeringsnett og sprutbetong.



Figur 16: Full utstøping.

3. Full utstøping mot rør. Ble benyttet der det ikke var jord bak rør og det måtte forskales, samt som opplegg for innvendig avstiving.



Figur 17: Prinsipp for rensk og sprutbetong.

HÅNDTERING AV GRUNNVANN

For å få bygget de dypeste delene av bygget var vi avhengige av grunnvannssenkning. Grunnvannet var allerede drenert ved jernbanekulverten ved Pir vest til ca. kt. +192,6 før utbyggingen. Jernbanekulverten fungerer dermed som en senkningstrakt og grunnvannet stiger på ved økende avstand til jernbanekulverten. Ut fra målebrønner ble grunnvannet forventet å stedvis ligge mellom kt. +194,0 og +195,0 i byggegropa. Det var større områder som skulle avgraves til ca. kt. +193,0 og også lokale dypere utgravinger. Dermed ble håndtering av grunnvann viktig for utførelsen av byggegropa.



Figur 18: Wellpoints/sugespisser.



Figur 19: Pumpebrønn.

Det ble benyttet to metoder for å senke grunnvannet:

- Wellpoints (sugespisser): Dette var løsningen som var beskrevet og som RIG anbefalte. Mest brukt.
- Pumpebrønner: Dette ble mindre brukt. Fungerte i varierende grad, fordi massene stort sett var for finkornige til å gi tilstrekkelig tilsig av vann uten bruk av vakum.



Figur 20: Wellpoints over et større område.



Figur 21: Lokal senking av grunnvann i spuntgrop med wellpoints.

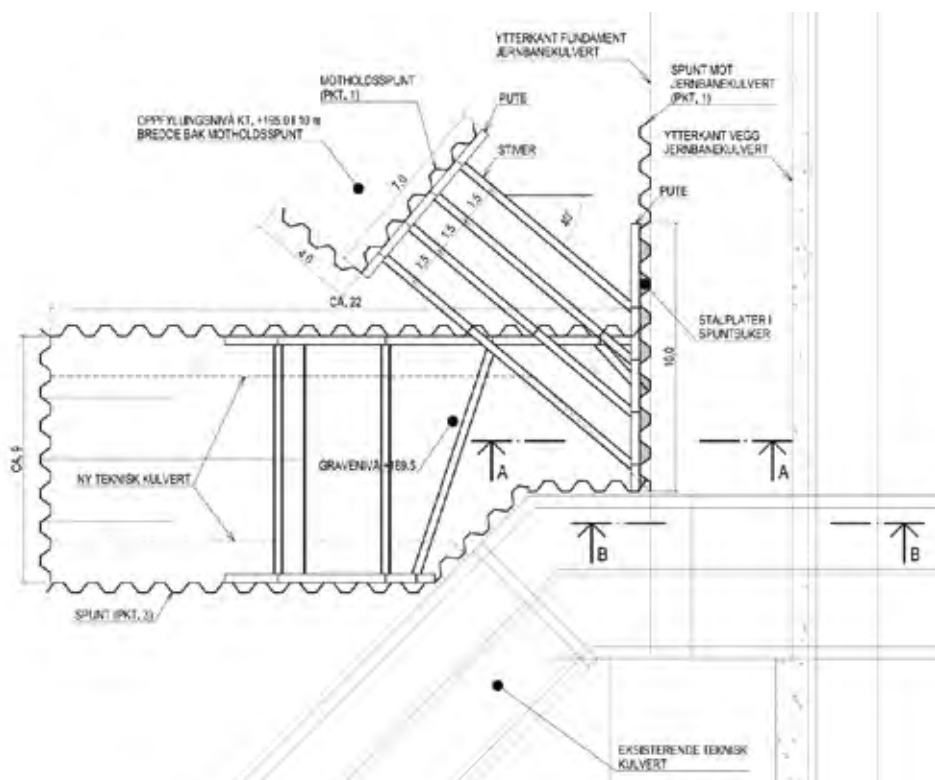
Wellpoints ble brukt både for å få ned grunnvannet over et større område og for dypere lokal grunnvannssenkning. Dette fungerte godt. Vi gjorde oss likevel noen erfaringer som kan være greit å ta med seg:

- Det tar tid å senke grunnvannet. Desto mindre permeable masser desto lengre tid.
- "Suget" i sugespissene lar seg justere.
- Stort "sug" i sugespissene kan medføre tette sugespisser.
- Det bør installeres vannmåler for kontroll av vannmengder ut.
- Vannet må slippes langt nok unna sugespissene for å unngå at vannet går i «sirkel». Nødvendig avstand kan være stor.
- Ved grunnvannssenkning i svært permeable lag med stor tilgang på vann, bør en tett spuntkasse vurderes.

For ytterligere informasjon om grunnvannssenkning med wellpoint, henvises det til *Einar Lyche (1996)*.

PÅKOBLING AV EKSISTERENDE TEKNISK KULVERT

For å koble ny teknisk kulvert sammen med den gamle, måtte det etableres en grop inntil og lavere enn jernbanekulverten.



Figur 22: Spuntplan for påkobling av eksisterende teknisk kulvert

4. Det ble injisert med Polyuretanskum der det ble fryktet at spunten kunne ha lekkasjer. I tillegg ble det injisert bak spunt, inntil eksisterende teknisk kulvert, rundt der det senere skulle lages hull for påkobling av ny kulvert. Injiseringen ble gjort via boring av hule stangstag. Det nevnes spesielt at Polyuretanskummet er brannfarlig. Dette medførte at sveisearbeidene for spunten antente skummet og det oppsto brann og kraftig røykutvikling.



Figur 25: Injisering av injeksjonsmasse.



Figur 26: Injeksjonsmasse.

5. Utgraving av grop. Etter hvert ble grunnvannet senket tilstrekkelig og det kunne graves ut.



Figur 27: Grop for påkobling av teknisk kulvert ferdig utgravd.

6. Kapping av spunt mot den eksisterende tekniske kulverten. Dette var muligens den mest «spennende» arbeidsoperasjonen. Tettingen fungerte.

Det er mange detaljer rundt utførelsen av denne gropa. Ovenfor er kun de grove trekkene oppsummert. Fra spunten langs jernbanekulverten stod i bakken og fram til det ble kappet hull i spunten for påkobling mot eksisterende teknisk kulvert, gikk det ca. 3 måneder(!). Gropa var på tidskritisk linje i forhold til fremdriften i prosjektet. Dersom ikke de iverksatte tiltakene hadde fungert ville jetpeler blitt benyttet.

AVSLUTNING

Utvidelsen av terminalen har generert en mengde geotekniske utfordringer, alt fra små detaljer til store og omfattende saker som har fått innvirkning for en større del av prosjektet. Noen av disse utfordringene har blitt nevnt her. I tur og orden har disse blitt løst. Dette skyldes, foruten geoteknikere fra Norconsult og andre deltakende faggrupper, en byggeledelse som har klart å skape et handlekraftig samarbeid mellom konsulent og entreprenør. Et slikt «miljø» gir grobunn for gode løsninger og bidrar til en trygghet i prosjektet. Og er, ikke minst, en betydelig læringsarena for en ung geotekniker.

REFERANSELISTE

OSL (2013): www.osl.no/osl/micro/OSL2017, lest 2013-10-04.

Einar Lyche (1996): Overingeniør Einar Lyche Kummeneje AS, Grunnforsterkning – Økonomi og metoder, 19) Stabilisering ved bruk av Wellpoint, Norsk Sivilingeniørers Forening, 8-10 januar 1996, NTNU, Trondheim

Pelearbeider Tresfjordbrua **Tresfjord Bridge -Pile Works**

Andreas Andenæs, Sivilingeniør, Multiconsult AS
Arne Schram Simonsen, Sivilingeniør, Multiconsult AS

Sammendrag

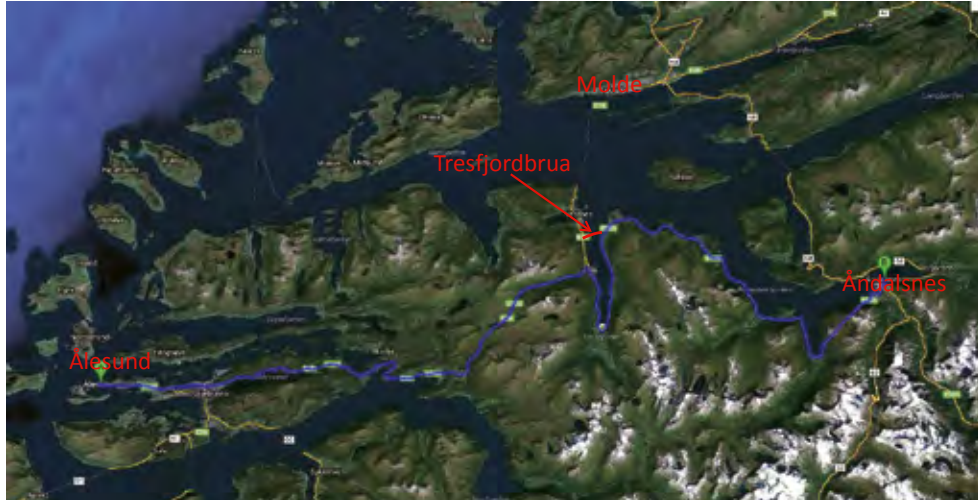
Pelearbeidene på Tresfjordbrua er av de mest omfattende og utfordrende pelearbeidene i Norge for tiden. Store stålrørspeler med diameter 1,22 m rammes i hovedsak til stopp i meget hard morene. For flere av fundamentene er morenen så hard at en minimumspenetrasjon på 6,0 m har vist seg meget utfordrende å oppnå. Vanddyp på opptil 40 m gjør arbeidene ekstra utfordrende. På forhånd var det utført prøvepeling, og prosjekteringen av pelegruppene støtter seg til disse. Pelearbeidene er tett oppfulgt, blant annet med Pile Driving Analyser (PDA) målinger i hvert fundament. I tillegg til pelefundamentene består broen av to senkekasser i betong, samt landkar fundamentert på stålkjerner og tre fundamenter direkte på fjell.

Abstract

The Tresfjord bridge is with its variety in foundation concepts and difficult soil conditions one of the most geotechnically challenging projects in Norway at the time. The project comprises design of large concrete caissons, steel core piles through large rock fills, and closed end steel pipe piles in up to 40m water depth driven in very hard moraine. Test piling has also been conducted to check feasibility of the concept, and PDA measurements have been used to verify sufficient capacity of piles.

Fakta

Tresfjordbrua er en del av den nye eksportveien mellom Ålesund og Åndalsnes og vil forkorte reisetiden med omtrent 30 min. Byggherre er Statens Vegvesen, utførende entreprenør er Arbeidsfellesskapet Bilfinger Tresfjordbrua, og Multiconsult er ansvarlig for design. I tillegg har Multiconsult hatt en aktiv rolle med kontroll av pelearbeidene, inkludert PDA målinger.



Figur 1: Tresfjordbrua forkorter reisetiden mellom Ålesund og Åndalsnes

Tresfjordbrua bygges som en fritt frambygg betongbru, og får en total lengde på 1290m. Hovedspennet vil hvile på to senkekasser i betong, mens resterende fundamenter i hovedsak er fundamentert på rammede stålrørspeler. Landkarene er fundamentert på stålkjerner.

Grunnforhold

Det er utført totalsonderinger for hvert fundament, samt at det er tatt opp kjerneprøver. Mellom fundamentene er det utført seismikk for å kartlegge sjøbunn, lagdeling og dybde til antatt berg.

Grunnforholdene varierer noe langs bruaksen, men domineres av et topplag av sedimenter i 2-4m mektighet over meget hard morene. Pelene i fundamentene nærmest land i vestenden av brua er rammet til berg med opp til 27 m penetrasjon i løsmasser.

Vanndybden varierer mellom 10 og 40 m for pelefundamentene.

Prøvepeling

Det ble høsten 2010 utført en serie prøvepeling i Tresfjord med vanndyp ca 40m for å undersøke muligheten for å oppnå ønsket bæreevne i morenen med tilgjengelig utstyr. Tre peledimensjoner, ø914x16 mm, ø1016x16 mm og ø1220x16 mm ble rammet. Det ble også benyttet to forskjellige hammere for å kartlegge funksjonalitet, virkningsgrad og hvilken bæreevne som var mulig å oppnå med de respektive hammerne. Det ble testet én disel hammer, Delmag D100-13, samt én fallodhammer, Junttan HHK 12S med 12 tonns akselererende lodd og maksimal fallhøyde 1,5m. Resultater fra prøvepeleingen er gitt i Tabell 1 under.

Tabell 1. Prøvepelingresultater

Pel	Penetrasjon	Hammer	Synk	Netto Energi	Dynamisk bæreevne (CASE)	Dynamisk bæreevne (CAPWAP)
[-]	[m]	[-]	[mm/slag]	[kJm]	[kN]	[kN]
ø914	4.8	HHK 12S	23/10	134.6	7392	-
	5.4	HHK 12S	7/10	127	8206	8500
	5.5	HHK 12S	10/10	136.4	8856	8650
ø1016	4.2	D100-13	30/45	142	9471	-
	4.9	D100-13	10/21	131.3	10254	10300
	5.0	HHK 12S	16/10	150.5	11181	11200
ø1220	3.4	D100-13	530/172	113.1	5621	5500
	6.0	HHK 12S	1/1	164.4	12164	12000
	6.1	HHK 12S	1.2/1	159.8	11006	10850

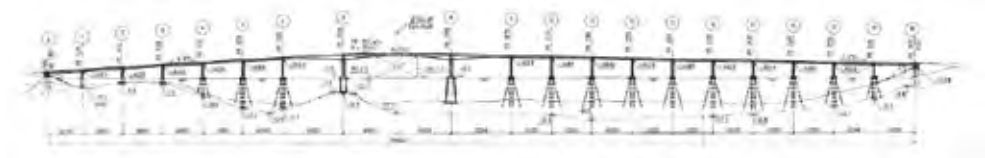
Basert på resultatene ble ø1220mm peler valgt. Dynamisk bæreevne for design ble satt til 9600kN, noe under målte verdier for å gi rom for noe variasjon i grunnforhold langs bruaksen.

Fundamenteringskonsepter

Bruas fundamenter består av både senkekasser i betong, stålkjerne fundamenter, fundamenter direkte på fjell, og fundamenter som hviler på stålrørspeler. Senkekassene i betong utgjør fundamentene for hovedspennet, landkarene står på stålkjerner. Lengst mot øst er tre fundamenter støpt direkte på fjell. De resterende 13 fundamentene utføres med ø1220x18mm stålrørspeler rammet til berg, eller støpt i morene.

Den minste av de to senkekassene landes direkte på fjell og sikres med forspente stag og fjellbolter. Den største senkekassen i akse 8 har en høyde på 42m og en diameter på 25,2m. Denne landes direkte på morene og står med egenvekt. Senkekassene fylles med sprengstein for å øke vekten. Plaxis 3D er benyttet for verifikasjon, og ANSYS med fjærstivheter fra Plaxis er benyttet for å se på fundamentspenninger under fundamentet. Maks fundamentspenninger er funnet å være ca. 700 kPa.

Landkarene fundamenteres på 16 stk 150 mm stålkjernerperler installert med foringsrør gjennom opp til 20 m steinfylling med steindiameter opp til 1000 mm.



Figur 2: Oversikt over fundamenter for Trefjordbrua

Opp til 40 m vanddyb for flere av fundamentene gir store utfordringer med knekking av de store stålrørspilene. Derfor er det nødvendig med en viss penetrasjon for å oppnå rotasjonsstivhet av pelespissen. Prøvepelingen indikerte at penetrasjon over 5 m kunne vise seg meget vanskelig. Basert på rammeanalyser utført i GRLWEAP (GRL Engineers, 2010) ble godstykkelsen økt fra 16 mm til 18 mm for å redusere rammespenningene. Bergspissen er også utstyrt med en igjennstøpt hul spiss. Dette gir mulighet for å bore gjennom spissen om penetrasjon begrenses ved f.eks. stopp i blokk. Alle peler armeres og utstøpes for å sikre tilstrekkelig aksialkapasitet.



Figur 3: 3D modell av bygget geometri for 12 peler fundament i akse 18. Med sjøbunn og bergoverflate.

Eurokode 7 og PDA

I Eurokode 7 gis det korrelasjonsfaktorer for å bestemme karakteristisk kapasitet basert på målt dynamisk bæreevne. Jo flere peler som testes, jo lavere korrelasjonsfaktor kan benyttes, se tabell A.11 i Eurokode –gjengitt under i Tabell 2. Korrelasjonsfaktorene skal videre økes eller reduseres alt etter hvilken metode som er benyttet for å bestemme den dynamiske bæreevnen. Benyttes kun synkmålinger (rammeformel) skal korrelasjonsfaktoren multipliseres med 1,2. Benyttes derimot PDA målinger, samt post prosessering av resultatene med CAPWAP (GRL Engineers, 2006) kan korrelasjonsfaktoren multipliseres med 0,85. ξ_5 benyttes for middelerverdi, mens ξ_6 benyttes for minimumsverdi.

Ved å utføre PDA målinger og benytte CAPWAP, kan man altså redusere korrelasjonsfaktoren betraktelig, og utnytte pelene høyere. For et prosjekt som Tresfjordbrua med mange, og dyre peler, er dette meget hensiktsmessig og kostnadsbesparende.

Karakteristisk bæreevne skal videre divideres med en partialfaktor γ_t for å finne design bæreevne. For rammede peler er $\gamma_t=1,1$.

Tabell 2: Korrelasjonsfaktorer

ξ for n=	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1.60	1.50	1.45	1.42	1.40
ξ_6	1.50	1.35	1.30	1.25	1.25

Ved å teste to peler med PDA i hvert fundament får man en forventet dimensjonerende bæreevne på $9600 \text{ kN}/(1.1 \cdot 1.6 \cdot 0.85) = 6400 \text{ kN}$ for $\varnothing 1220 \text{ mm}$ stålrørspeler. Dette er benyttet i design av pelefundamentene. Tilsvarende med å teste minimum 5 stk peler i fundamentet kan dimensjonerende bæreevne økes til: 6845kN.

GeoSuite – Pile Analyser

Jord-pel samvirkeanalyseprogrammet GeoSuite – Pile (Vianova, 2013) ble benyttet for peleanalysene. Programmet er veldig hensiktsmessig for enkel endring av pelegeometri, og er veldig bra for analyser av flere lastkombinasjoner. Totalt ble 96 lastkombinasjoner sjekket for hvert fundament, og totalt er ca. 850 forskjellige analyser av forskjellige fundamenter utført før valget falt på de 4 fundamenttypene med henholdsvis 12, 14, 16 og 18 peler. Figur 2 gir et inntrykk av størrelsen på det minste fundamentet i akse 17, samt geometrien. Alle peler, bortsett fra 2 vertikale i 18 peler fundamentet, har helning 5:1.



Figur 4: 12 peler fundament i akse 17. PDA utstyr kan sees påmontert pelen som står i «kloa».

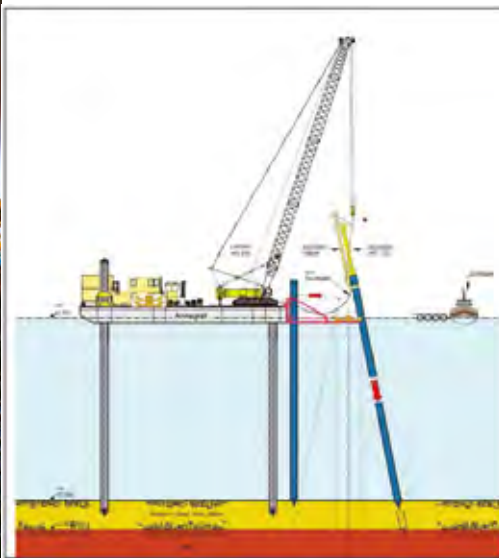
Analyser viste at pga. den veldig begrensede penetrasjonsdybden sammenlignet med pelenes lengde og vanddypet påvirker jordens laterale stivhet (P-Y kurver) systemet minimalt. Lastfordelingen mellom pelene avhenger primært av stivheten ved pelespiss (Q-Z kurver). Jo høyere stivhet, jo mindre lastfordeling mellom pelene. Prøvepelingene viste at morenen var veldig stiv, og stivheten ved pelespiss er derfor oppjustert i forhold til stivheten GeoSuite – Piles genererer basert på API. Stivheten basert på prøvepelingen var ca. 50-100 ganger stivere enn verdier basert på API.

Rammeutstyr

De store forholdene både når det gjelder peledimensjoner, vanddyp og penetrasjonsmotstand krever stort og stabilt utstyr. Prøvepeling ble utført fra flytende lekter, noe som viste seg å ikke være stabilt nok for og oppnå installasjonstolleranser satt av prosjektet. Pelearbeidene utføres fra Jack-up riggen Annegret (Figur 5). De 54m lange beinene sikrer fast posisjon, og en stabil plattform til å utføre pelearbeider fra. Til ramming benyttes en IHC S-200 hammer med maks energi 200kNm. Virkningsgraden har vist seg meget god, selv for skrå peler. Hammeren er montert på en leider som sikrer sentriske slag, og bedrer kontrollen med helningen til pelene –se Figur 4.



Figur 5: Jack-up riggen Annegret til kai i Vikebukta



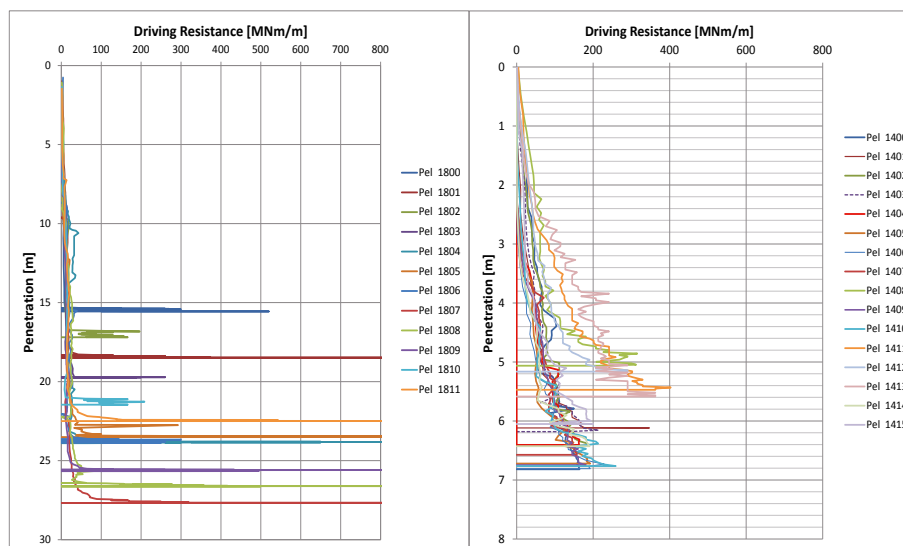
Figur 6: IHC S-200 hammer med leder under peling i akse 18/Skjematisk tegning av riggen (Bilfinger, 2012)

Oppfølging og PDA målinger

Hele fundamentkonseptet er basert på at det utføres PDA målinger, minimum 2 per fundament, og med minimum gjennomsnittsverdi for målt dynamisk bæreevne på 9600kN i hvert fundament. Pelene er også høyt utnyttet i design, slik at spillerommet for avvik er lite. Dette har krevd tett oppfølging av pelearbeider. Multiconsult har vært, og er, ansvarlig for både oppfølging og PDA målinger.

Stoppkriterier er gitt med grunnlag i sammenstillinger av PDA resultater for både peler til fjell og peler med stopp i morene. PDA resultatene er analysert ved hjelp av CAPWAP, samt sammenlignet med resultater basert på rammeformelen (Janbu, 1970) med synk målinger og bevegelsesmålinger. Stoppkriteriet er justert noe underveis, men har generelt vært gitt som mindre enn 1mm synk per. slag ved 145 kNm brutto energi. Påvist dynamisk bæreevne basert på PDA og CAPWAP har vært i størrelsesorden 10-11000 kN for de fleste peler. For peler til fjell er det i tillegg gitt krav om minimum innmesiling 220 mm (tilsvarende diameter av fjellspiss). Et representativt antall peler er også etterrammet i hvert fundament for å sikre at bergfestet er intakt selv etter ramming av omkringliggende peler, og for å sikre at vi ikke har hatt falsk stopp i morene.

For å forenkle kontroll av peler som ikke er testet med PDA har vi benyttet et enkelt plot som viser penetrasjonsmotstand (tilført energi delt på synk) mot dybde, se Figur 5. Dette plottet er veldig nyttig for og fort avdekke om enkeltpeler avviker fra trenden i fundamentet, stopp i blokk etc. To representative plott er gjengitt i Figur 5 for akse 18 og 14. For akse 18 gir den veldig brå økningen i rammemotstand en meget god indikasjon på at pelene har truffet fjell. For akse 14 er det en mer jevn økning som indikerer stopp i morene.



Figur 7: Penetrasjonsmotstand vs. penetrasjonsdybde akse 18/akse 14

Konklusjon

Ved store pelejobber er gode forberedelser og oppfølging avgjørende. Et prosjekt som Tresfjordbrua kunne ikke vært gjennomført på en tilfredsstillende måte uten prøvepeling, og oppfølgingsarbeider under utførelsen med PDA etc.

Referanser

GRL Engineers, Inc, 2006. CAPWAP 2006. <http://www.pile.com/>

GRL Engineers, Inc, 2010. GRLWEAP 2010, <http://www.pile.com/>

JANBU, NILMAR 1970. Grunnlag i geoteknikk. Tapir Forlag, 426p.

VIANOVA 2013. Novapoint GeoSuite Toolbox – Pile Group, Version 2.0, March 2013.

www.novapoint.com

**BEGRENSSKADE – BEGRENŚNING AV SKADER SOM FØLGE AV
GRUNNARBEIDER****Limitation of damage caused by underground construction and foundation works**

Anders Østbye Eknes, Norconsult
Arne Engen, Norconsult
Jenny Langford, NGI
Alf Kristian Lund, NGI

SAMMENDRAG

BegrensSkade er et bransjeomfattende forskningsprosjekt, finansiert av Norges forskningsråd, sammen med 23 konsortiepartnere. Prosjektet har som mål å utvikle nye utførelsesmetoder og forbedre samhandlingsprosesser, for å begrense skader som kan tilbakeføres til grunn- og fundamenteringsarbeider innenfor bygg-, anleggs- og eiendomsbransjen. Prosjektet avsluttes i september 2015.

I et første delprosjekt er det kartlagt hvilke type grunnarbeider som oftest forårsaker skader på omgivelser, som grunnlag for hvilken type problemstillinger som prosjektet skal fokusere på videre. Kartleggingen indikerer at det skjer uforutsette skader spesielt ved ramming av spunt/peler og ved boring for stag/peler samt innlekkasje til byggegrop.

Det er også sett på prosjekter som er gjennomført uten skader til tross for krevende fundamenteringsforhold. Et felles trekk for disse er at det i prosjektene har vært en felles forståelse av prosjektets utfordringer, samt god kommunikasjon og samhandling mellom aktørene: byggherre, rådgiver og entreprenør

SUMMARY

BegrensSkade is a comprehensive research project, financed by the Norwegian Research Council and 23 industry partners. The overall goal is to develop new methods and improve interaction within the industry to limit damage caused by underground and foundation works within the construction, infrastructure and property industries. The project will be finished in September 2015.

The first subproject investigated causes of damages to neighboring structures and buildings, to decide which type of problems should be studied in the overall project. This work showed that such damage is frequently linked to installation of anchors, piles and sheet pile walls as well as leakage into excavations. This study also identified projects that have been executed without causing damage, in spite of challenging conditions. Such projects have all placed an emphasis on effective interaction and communication between all project participants, i.e. client, consultants and contractors.

BAKGRUNN

BegrensSkade er et bransjeomfattende forskningsprosjekt som er delfinansiert av Norges forskningsråd gjennom BIA-programmet (Brukerstyrt Innovasjons Arena). Idéen til prosjektet ble skissert ved NGI og i januar 2012 ble det sendt inn et skisseforslag til NFR. Samtidig ble det invitert til et seminar hvor potensielle deltagere fikk mulighet å komme med innspill og kommentaren til innhold i en NFR-søknad. I august 2012 ble en konsortieavtale signert og prosjektet startet offisielt den 1. september 2012. Prosjektet avsluttes i september 2015. Bevilgningen fra NFR har gitt en unik mulighet for alle aktører til å samvirke i et større forskningsprosjekt.



Figur 1. Setningsskade ved Vijzelgracht stasjon, Amsterdam (www.tunneltak.com).

OVERORDNET IDÉ

Det oppstår for mange uventede og uønskede skader på naboeiendommer som følge av fundamenteringsarbeider, spesielt i forbindelse med utførelse av stagboring og setting av stålkerneperler, men også på grunn av andre fundamenteringsarbeider. Det ligger et betydelig potensiale i å utvikle nye metoder og forbedre prosedyrer for å begrense og unngå slike skader innenfor bygge-, anleggs- og eiendomsbransjen.

Prosjektet vil se på hele kjeden av mulige årsaker og forbedringsmuligheter. Prosjektet vil samle inn data og erfaringer fra utførte prosjekter og kartlegge årsaker til skader, utvikle og dokumentere nye metoder og tiltak som begrenser skader, utvikle verktøy for fare-, sårbarhets- og risikovurdering for valg av optimal løsning, og forbedre samhandling i bygg- og anleggsprosessen ved å utvikle nye kommunikasjons- og formidlingsmåter og prosesser for dialog og tillitsbygging. Prosjektet vil se på behov for endringer av standard anbudsbeskrivelser samt opplæring av spesialarbeidere.



Figur 2. Fundamenteringsarbeider i St. Olavs gate (foto NGI).

OVERORDNET MÅL

Prosjektet har som mål å videreutvikle utførelsesmetoder og forbedre samhandlingsprosesser. Konklusjoner fra arbeidet skal bidra til å begrense deformasjoner og skader som kan tilbakeføres til fundamenteringsarbeider.

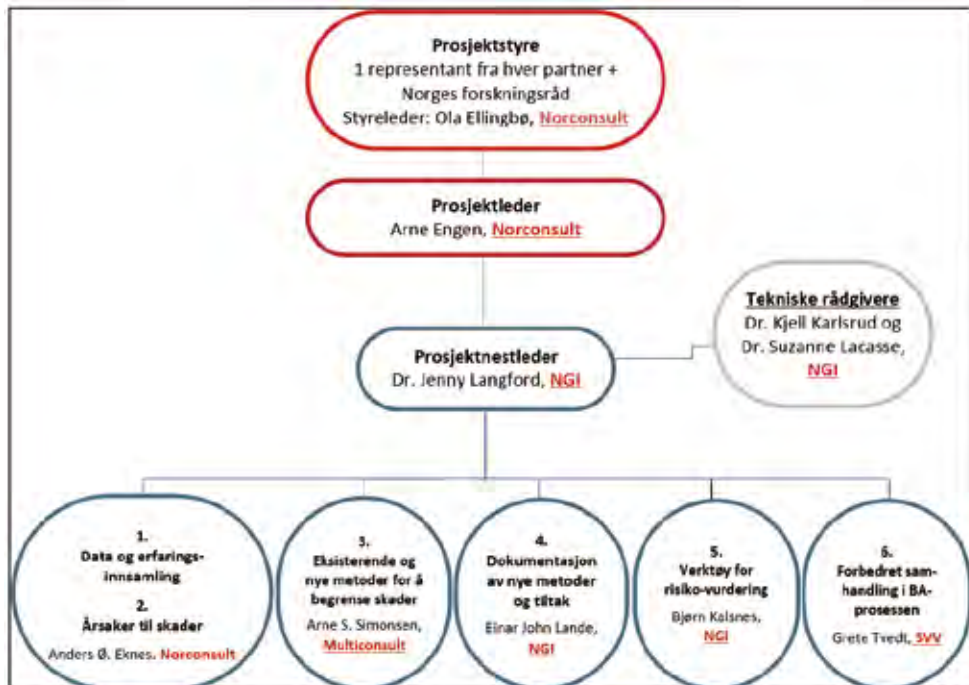
Prosjektpartnere har prioritert syv delmål som vil lede frem til hovedmålet:

1. Finne frem til skadeårsaker som følge av ulike former for grunn- og fundamenteringsarbeider
2. Finne ut hvorfor det noen ganger går overraskende bra under ellers vanskelige forhold
3. Utvikle og dokumentere nye metoder og tiltak som kan begrense skader
4. Utarbeide retningslinjer (best praksis) for å unngå eller begrense skader i fremtiden
5. Utvikle verktøy for risikovurdering og valg av optimal løsning
6. Forbedre samhandling i bygge- og anleggsprosessen, inkludert samhandling mellom byggherre, rådgiver, entreprenør og underentreprenør
7. Øke kompetansen på alle nivåer på hvordan bygge- og anleggsvirksomhet påvirker grunnen

KONSORTIE MED 23 PARTNERE

Prosjektansvarlig for BegrensSkade er Norconsult AS. I tillegg er det 22 prosjektdeltagere, hvorav 16 er fra det private næringsliv, to fra det offentlige, ett eiendomsutviklingsselskap, to partnere er forskningsinstitutt og én partner er et universitet.

Prosjektet er organisert med en prosjektleder og nestleder, to tekniske rådgivere samt en styringskomité (se figur 4). Prosjektstyret består av en representant fra hver partner samt en representant fra Forskningsrådet (se tabell 1). Prosjektstyret møtes tre ganger hvert år og behandler arbeidsplaner og budsjetter for delprosjekter, samt prioriteringer av oppgaver innen BegrensSkade-prosjektet som helhet.



Figur 4. Organisasjon av BegrensSkade-prosjektet.

I tillegg er SGI fra Sverige med som assosiert partner for å samarbeide innen rammen for det pågående prosjektet "Effektivare markbyggande" (SGI, 2013).

Konsortiet har fått 6,1 Mkr bevilget fra Norges forskningsråd over tre år. Totalt budsjett er 25,2 Mkr over tre år, hvorav 9,7 Mkr er kontante midler fra Forskningsrådet og deltagende partnere.

Tabell 1. Deltagende partnere samt styrerepresentanter i BegrensSkades prosjektstyre.

Konsulenter	
Norconsult AS (prosjekteier)	Ola Ellingbø
Geovita AS	Torbjørn Johansen
Multiconsult AS	Arne Schram Simonsen
Rambøll AS	Even Øiseth
Sweco AS	Hans-Johnny Kvalsvik
Borentreprenører	
Brødrene Myhre AS	Guro Myhre
Hallingdal Bergboring AS	Geir Veslegard
Grunnentrepenører	
Entreprenørservice AS	John Petter Holtmon
Fundamentering AS	Jon Endre Flåtten
Kynningsrud Fundamentering AS	Erling Omre
Seierstad pelemaskiner AS	Carl-Ove Seierstad
Züblin Norge AS	Adriana Camelia Jubskås
Hovedentreprenører	
NCC Construction AS	Jon Hauge
PEAB Industri AS/Nordisk fundamentering AS	Ingunn Veimo
Skanska Norge AS	Lars Bjerkeli
Veidekke Entreprenør AS	Eivind Heimdal
Byggherrer	
Jernbaneverket	Finn Holom
Statens vegvesen	Frode Oset
Eiendomsselskaper	
Rom Eiendom AS	Steffen Markussen
Forsikringsselskaper	
Finans Norge	Hildegunn Bjerke
Forskningsinstitutter og universiteter	
NGI	Ørjan Nerland
NTNU	Arnfinn Emdal
Sintef Byggeforsk	Maj Gøril Glåmen Bæverfjord
Norges Forskningsråd	Siri Hustad

PROSJEKTPLAN

I prosjektet er det definert fem delprosjekter, med hver sin delprosjektleder. Delprosjektlederne foreslår årlig en arbeidsplan med tilhørende budsjett, som behandles og godkjennes av prosjektstyret. I figur 5 er en grov fremdriftsplan for delprosjektene vist.

Delprosjekt	År	2012	2013		2014		2015
	Måned	sep-des.	januar-juni	juli-desember	januar-juni	juli-desember	januar-aug.
1 Data- og erfaringsinnsamling fra utførte prosjekter							
2 Årsaker til skader som følge av fundamenteringsarbeide							
3 Nye metoder og tiltak for å begrense skader							
4 Dokumentasjon av nye tiltak og metoder							
5 Verktøy for fare, sårbarhet og risikovurdering							
6 Forbedret samhandling i bygg- og anleggsprosessen							

Figur 5. Grov tidsplan for realisering av innovasjon i prosjektet

I tillegg er det knyttet en PhD-student (Einar John Lande, NGI) til prosjektet, finansiert av NGI. Oppgaven går spesifikt på å studere effekter av boring.

PÅGÅENDE OG PLANLAGTE ARBEIDER I DELPROSJEKTER

Per dags dato er alle delprosjekter startet opp og det i det etterfølgende vil det gis en kort informasjon om pågående og planlagte arbeider.

Delprosjekt 1+2

Tittel: Data- og erfaringsinnsamling fra utførte prosjekter/Årsaker til skader som følge av fundamenteringsarbeider eller grunnforhold

Ansvarlig: Anders Østbye Eknes, Norconsult

De første to delprosjektene fra søknaden er slått sammen til et delprosjekt, kalt delprosjekt 1+2. Aktiviteter og resultater fra dette presenteres i et eget avsnitt.

Delprosjekt 3

Tittel: Nye metoder og tiltak for å begrense skader

Ansvarlig: Arne Schram Simonsen, Multiconsult

I 2013 har det vært stort fokus på å bestemme testprogram for boring med ulike borsystemer med tilhørende prosedyrer ved et forsøksfelt. Testprogrammet er basert på state-of-the-art (SOA) rapport for boring som er utarbeidet i delprosjekt 1 og 2 (Simonsen og Veslegard, 2013). Det har blitt avholdt flere workshops med bred tilslutning fra partnere for gjennomgang av eksisterende metoder samt potensiale til forbedring. Hensikten er at det etter avsluttet prosjekt skal foreligge oppdaterte krav til utførelse av boring, inkludert revisjon av standard beskrivelsestekster.

Det pågår arbeider med å lage en SOA-rapport på erfaringer av effekt av ramming av peler i leire samt en SOA-rapport på installasjon av fortrengningspeler.

Oppgaver som vurderes til 2014 er følgende:

- Vurdering av ulike typer veggkonstruksjoner som alternativ til tradisjonell spunt
- Kompenserende tiltak ved innlekkasje (f. eks. vanninfiltrasjon og jetinjisering)
- Forbedring av peleinstallasjonsmetoder baseres på SOA rapporter

Delprosjekt 4

Tittel: Dokumentasjon av nye tiltak og metoder

Ansvarlig: Einar John Lande, NGI

Innen delprosjekt 4 blir det i 2013 utført fullskala forsøk med boring av stag på forsøksfelt ved Skåra i Onsøy. Det bores med 5 ulike boremetoder gjennom leire og ned i berg. Boring blir utført av Fundamentering AS, Entreprenørservice, Br. Myhre, Nordisk Fundamentering og Hallingdal bergboring (se figur 7). Kynningsrud har bidratt med etablering av feltet. Forsøksfeltet er instrumentert med poretrykksmålere og setningsankere for å måle og analysere effekt av boremetoder med hensyn til omrøring og utspyling av masser i leire, samt ved overgang leire og faste masser/berg.



Figur 7. Boring Ischebeck-stag ved forsøksfeltet, utført av FAS i september 2013 (foto NGI).

En viktig del av delprosjekt 4 er oppfølging av relevante bygge- og anleggsprosjekter der det skal utføres stag- og pelearbeider. Resultater og erfaringer fra prosjektene skal sammenstilles og benyttes til nærmere analyse av effektene ved slike arbeider.

I 2013 er det utført målinger av effekter på poretrykk ved boring for stålkjernepeler i leire (kvikk) i forbindelse med fundamentering av ny adkomstbru for nytt terminalbygg for BAMA ved Nyland syd i Oslo.

Skanska har åpnet for oppfølging av et byggeprosjekt i Munkedamsveien 62 i Oslo, hvor det skal installeres spunt, stagforankring samt stålkjernepeler. I 2014 er det planlagt oppfølging av flere prosjekter.



Figur 8. Grunn- og fundamenteringsarbeider i Schweigaardsgate 21-23 (foto NGI).

Delprosjekt 5

Tittel: Verktøy for risikovurdering (fare, sårbarhet og risiko) og valg av optimal løsning

Ansvarlig: Bjørn Kalsnes, NGI

I delprosjektet ønsker man å utvikle metoder for å vurdere risiko for ulike utførelsesmetoder, dvs å kombinere sannsynlighet for skade og konsekvenser en eventuell skade vil ha for utbygger og samfunn (for eksempel økonomisk, materielt, forsinkelser, omdømmemessig). På den måten

kan man blant annet vurdere hvilke utførelsesmetoder som gir minst mulig skade til mest sannsynlig pris.

Delprosjektet startet sommeren 2013, og så langt er det utført en litteraturstudie for å se på valg av metodikk for risikovurdering, samt prøve å finne statistiske data for skader i forbindelse med grunn- og fundamenteringsarbeider.

I 2014 er det planlagt å arbeide videre med valg av metodikk samt involvere partnere for å bidra til at risikostudiet får en praktisk tilnærming. Det planlegges også å engasjere en ekspertgruppe for å identifisere kilder til risiko i prosjekter.

Delprosjekt 6

Tittel: Forbedret samhandling i bygg- og anleggsprosessen

Ansvarlig: Grete Tvedt, Statens vegvesen

I delprosjektet er målsetningen å

- Styrke en felles forståelse av viktige problemstillinger og samhandling i bygg- anleggs og eiendomsbransjen.
- Utvikle nye kommunikasjons og formidlingsmåter ved å styrke kommunikasjon i overgangen fra prosjektering til bygging og øke forståelsen for hva som er vesentlige elementer for å begrense skaderisiko
- Utvikle nye prosesser for dialog og tillitsbygging (også kontraktsforhold og risikodeling)
- Foreslå revisjoner av anbudsbeskrivelser
- Lage en plan for opplæring i næringslivet (alle aktørene) og eventuelt sertifisering av spesialarbeidere

I 2014 vil delprosjektet kartlegge hvordan kommunikasjon mellom aktører fungerer, og hvordan den kan forbedres. Det blir fokus på ulike system som brukes i forbindelse med samhandling (for eksempel BIM, webhotell) samt hvordan ulike kontraktstyper påvirker samhandling i prosjekter (enhetspriskontrakt, totalentreprise samt kontrakt hvor byggherren benytter innleid byggleider). Det skal velges et par nylig gjennomførte bygge-/anleggsprosjekter hvor det har blitt utført spunt- eller pelearbeider, hvor samhandling under prosjektet blir vurdert. Personer med ulike roller i prosjektet blir intervjuet om kommunikasjon og samhandling. Eksempler på roller er prosjekteringsansvarlig, rådgiver i geoteknikk, byggeleder, anleggsleder, boroperatør osv.

I 2014 er det også planlagt å se på opplæring av boroperatører i bransjen, ved intervjuer av ansatte hos deltagende partnere.

RESULTATER FRA DELPROSJEKTET 1+2: RAPPORTERING AV SKADESAKER OG ANALYSE AV SKADEÅRSAKER

Delprosjekt 1 + 2 er første del av BegrensSkade og ser på hvordan vi utfører grunnarbeider i dag, og hvilke uønskede skadevirkninger arbeidene gir. Hensikten med delprosjektet er å kartlegge hvilke type grunnarbeider som oftest forårsaker skader, for å fokusere på disse videre i BegrensSkade-prosjektet.

Delprosjekt 1 + 2 er igjen delt opp i 3 underprosjekter:

- State-of-the-art-rapport for boring, Arne Schram Simonsen, Multiconsult og Geir Veslegard, Hallingdal bergboring
- Innsamling av foreliggende veiledninger og spesielle beskrivelser for boring og ramming, Even Øiseth, Rambøll
- Rapportering av skadesaker og vurdering av skadeårsaker, Anders Østbye Eknes, Norconsult, samt Alf Kristian Lund og Jenny Langford, NGI

Dette avsnittet tar kun for seg underprosjektet "Rapportering av skadesaker og vurdering av skadeårsaker".

Bakgrunn for delprosjektet

Under og etter utførelsen av grunnarbeider har det i mange tilfeller vist seg at de totale deformasjonene rundt byggegropa ble større enn ventet. Hensikten med delprosjektet er å se under hvilke grunnforhold og for hvilken type grunn- og fundamenteringsarbeider det oppstår skader. I tillegg er det blitt kartlagt bruk av spesielle metoder eller tiltak for å unngå skader.

Metodikk

Det har blitt samlet inn informasjon om skader utløst av fundamenteringsarbeid for deretter å bearbeide denne for å se etter trender og sammenhenger. Dette grunnlaget er viktig for å bestemme hva man bør arbeide videre med i prosjektet.

I slutten av oktober 2012 ble det sendt ut informasjon om prosjektet og en detaljert beskrivelse for hvordan erfaringer fra tidligere prosjekter (skadesaker og gode prosjekter) skulle rapporteres. Deltagerne i prosjektet fikk så en drøy måned på seg til å rapportere aktuelle saker.

Det har til sammen blitt rapportert inn ca. 50 saker. Dokumentasjonen av sakene varierer svært mye. I enkelte tilfeller foreligger det egne rapporter og utfyllende notater, mens det i andre tilfeller kun foreligger den informasjon som fikk plass i den utsendte oppsummeringstabellen. Det meste av det innkomne grunnlaget er av en slik art at det gir indikasjoner om årsakene til skade, men kun i få tilfeller finnes det direkte «bevis» som knytter en spesiell årsak til oppstått skade. 15 av de innrapporterte sakene er vellykkede prosjekter der spesielle tiltak er truffet og man har klart å begrense påvirkningen på omgivelsene til et minimum.

Det ble bedt om følgende informasjon fra prosjekter hvor det er registrert skader:

- Dokumentasjon av type skadesak
- Grunnforhold
- Antatt årsak til skade

I rapporteringen av de gode prosjektene er det først og fremst bedt om en beskrivelse av hva som ble gjort for å unngå skade og hvordan dette så fungerte i praksis.

I tillegg til selve rapporteringen har det i noen tilfeller blitt tatt direkte kontakt med oppdragsansvarlige i de involverte firmaene for å få belyst enkelte spørsmål ytterligere.

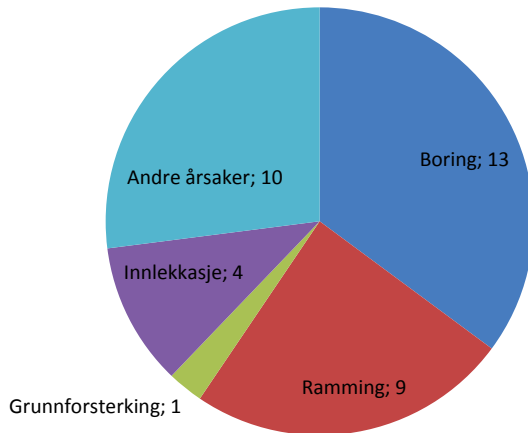
Den innsendte dokumentasjonen har blitt kategorisert og det er laget egne enkle beskrivelser av hvert prosjekt. På denne bakgrunnen er de forskjellige årsakene til at skader har oppstått vurdert og det er søkt etter fellestrekk mellom skadesakene eller de gode prosjektene. Det ble utarbeidet en rapport som sammenstiller de viktigste observasjoner og erfaringer som har kommet ut av dette arbeidet. Rapporten er per nå under revisjon og omarbeiding og det forventes at endelig rapport vil foreligge vinteren 2014.

Oppsummering av innrapporterte saker

Av de innkomne sakene er det totalt 37 skadetilfeller. I disse tilfellene er de viktigste årsakene til skade som følger:

1. Boring for stag eller peler
2. Ramming / vibrering av spunt eller peler
3. Innlekkasje av grunnvann

I tillegg er det ca. 10 skadetilfeller som karakteriseres som ”andre årsaker”. Fordelingen er illustrert i 9.



Figur 9: Oversikt over hvordan skadetilfellene fordeler seg på årsak

I kategorien ”ramming” inkluderes både ramming og vibrering av spunt og peler. Dette dreier seg om tilfeller der selve installasjonsprosessen er skadeårsaken, ikke skader der det har oppstått deformasjoner som følge av at konstruksjonsdeler har gitt etter for jordtrykksbelastningen.

Ut fra det innrapporterte materialet kan det se ut som at det er spesielt innenfor ”ramming” og ”boring” at det skjer uforutsette skader. Dette kan tyde på at bransjen mangler kunnskap i forhold til å forstå og håndtere installasjonseffekter av ramming og boring.

Det understrekes at de innsamlede data ikke reflekterer fordelingen av alle skadesaker som følge av grunnarbeider. Ved innhenting av data ble det uttrykt ønske om saker som ble ansett som interessante for prosjektet BegrensSkade, og da spesielt knyttet opp mot installasjonseffekter / andre effekter av metodene som benyttes. Det finnes en rekke andre årsaker til skader som ikke omhandles i BegrensSkade, som for eksempel feilprosjektering, utførelsesfeil, slurv og uvitenhet. Det er likevel sendt inn noen slike tilfeller til prosjektet, disse er samlet under kategorien ”andre årsaker”. Det er ikke usannsynlig at denne kategorien er klart større enn hva som kommer frem her.

De innrapporterte resultatene viser uansett svært tydelig at vi har mange eksempler på at det har oppstått uventede skader ved ramming og / eller boring.

I tillegg til de 37 skadetilfellene er det 15 innrapporterte tilfeller som karakteriseres som vellykkede takket være "Spesielle tiltak". "Spesielle tiltak" er kanskje ikke så presist formulert, men det dreier seg om vellykkede prosjekter som er spesielt egnet for læring der det er benyttet løsninger som ikke er dagligdags. Et fellestrekk for disse vellykkede prosjektene, tross krevende fundamenteringsforhold, er en felles forståelse av prosjektets utfordringer og god kommunikasjon og samhandling mellom aktørene: byggherre, rådgiver og entreprenør.

Vurdering av årsaker til skader ved grunnarbeider

Det er innrapportert flere spesielt krevende prosjekter som har vært vellykkede der det har vært benyttet ulike metoder for ramming og boring. Det som er felles for disse prosjektene er at det har vært forståelse for og fokus på bruksgrensetilstanden (deformasjoner) og installasjonseffekter i tillegg til bruddgrensetilstand. I de fleste tilfeller er bruddgrensetilstanden heldigvis under kontroll. Man kan imidlertid ivareta bruddgrensetilstanden og likevel få skadelige deformasjoner på omgivelsene. I uheldige tilfeller kan i tillegg installasjonsprosessen i vesentlig grad endre grunnens egenskaper i forhold til det som måles i laboratoriet, og modelleres i idealiserte regnemodeller. Deformasjoner utløst direkte som følge av lastendringer (f.eks. utgraving av en byggegrop) kan i dag beregnes. Installasjonseffekter vurderes ikke i samme utstrekning. Disse effektene, som avhenger av grunnforhold, utstyr/metode og praktisk utførelse/håndlag/erfaring fra utførende, er mangelfulle.

Per i dag er det manglende kunnskaper i bransjen om installasjonseffekter og hvilke metoder som bør velges for beste resultat ved forskjellige typer grunnforhold. Med bedre kunnskaper om når man skal velge hvilken metode, vil rådgiverne kunne lage bedre konkurransegrunnlag som det blir lettere for entreprenørene å prise, og deretter utføre med riktig utstyr. Dermed øker sjansen for at jobben blir utført til det beste for alle involverte parter.

Innrapporterte saker

Skader som følge av boring for peler eller stag

Det er rapportert inn 14 skadesaker eller uønskede hendelser som følge av boring av peler eller stag. To av disse er i grove masser, det vil si silt eller grovere, mens de resterende 10 er i leire, hvorav 4 i kvikkleire.

Det bores for flere ulike konstruksjonselementer, det kan være fotbolter, stag, peler eller rør. I prinsipp er påvirkningene på grunnen de samme om man borer vertikalt, skrått eller horisontalt, men ved skrå eller horisontal boring beveger man seg ofte ut av egen byggegrop og inn under nabobygninger eller infrastruktur, slik at eventuelle konsekvenser gjerne rammer en tredjepart.

I forbindelse med boring påvirker boreprosessen grunnen på flere måter. Uønskede hendelser eller skader kan tenkes å skyldes én, eller ofte flere, av følgende fire fenomener:

1. Tap av masser ved boring. Dette skyldes både overboring ved at borkrona har større diameter enn foringsrøret, og at spylemedium som vann eller trykkluft drar med seg et større volum masser enn det røret opptar og etterlater seg et hulrom i grunnen.
2. Tap av masser ved skvising. Dette er egentlig et grunnbrudd, der man ved boring eller hulltaking innfører trykkforskjeller som er for store for jordens fasthet. I sensitiv leire vil omfanget kunne utvikle seg progressivt og bli stort.
3. Rekonsolidering av leire som har vært omrørt på grunn av påkjenninger den har blitt utsatt for i forbindelse med boreprosessen.
4. Drenering. Et stag eller en pel vil kunne fungere som et dren i tette masser og dermed senke poretrykket i grunnen. I tillegg vil installasjon av stag eller peler til berg kunne føre til drenering av vannførende lag i overgangen mellom fjell og leire, med setning som konsekvens.

Vi har valgt å skille mellom to typer massetap fordi tap ved boring er aktivt drevet av borutstyr og prosedyre, mens tap ved skvising skyldes at massene selv finner vegen ut gjennom utettheter.



Figur 10. Boring av stålkernepeler ved Stiklestadkvartalet på Grønland i Oslo (foto NGI).

I teorien skulle det være mulig å si noe om omfanget av massetap ved boring ved å vurdere mengden utspylt masse, men i praksis er dette vanskelig da den er oppbløtt og blandet med borevannet. Mistanken om at boring av stag eller peler har direkte eller indirekte ført til store setninger og skader tilskrives ofte at målte horisontaldeformasjoner av spuntveggen, er

mindre enn målt setning bak spunten skulle tilsi. Slike setninger fortsetter dessuten ofte lenge etter at bunnplate er støpt og kjellerkonstruksjon er etablert.

I de rapporterte skadetilfellene vet man ikke med sikkerhet hva som er de viktigste årsakene til de oppståtte setningene og skadene. Det er en viktig målsetning i BegrensSkade-prosjektet å kartlegge dette bedre, slik at metoder og prosedyrer kan forbedres og risikoen for skader reduseres.

Det er stort fokus på ulike borustrustninger og -borsystemer i bransjen og i hvilken grad det ene er mer skånsomt enn det andre. Det må imidlertid ikke glemmes at utførelsen av metoden kan ha vel så stor betydning som selve valget av metode. Det er et potensiale for bedre beskrivelse av prosedyrer fra rådgivere, og samtidig muligheter for større fokus på kvalitet og geoteknisk forståelse hos de utførende.

I delprosjekt 3 og 4 av BegrensSkade skal det utføres forsøk på boringer med forskjellig type utrustning/system, for å se på variasjonene i påvirkning på omgivelsene og på denne måten forhåpentligvis komme frem til en veiledning i hvilke type boring som fungerer best i for eksempel bløt leire. I tillegg bør man ha fokus på erfaringer av alternative metoder til boring, for eksempel innvendig avstiving samt alternative veggtyper.

Skader som følge av ramming av spunt og peler

Ramming av spunt og peler medfører alltid visse rystelser, men skader på grunn av rystelser er ikke rapportert inn som spesifikk skadeårsak. I norske byer er grunnforholdene ofte slik at ramming av spunt ikke fører til komprimering av massene i grunnen med tilhørende skader, da leire komprimeres lite eller ingenting ved ramming. I de senere år er dessuten stålkernepeler blitt en hyppig benyttet pelemetoden i bystrøk. Med denne metoden unngår man den type forstyrrelser man får ved ramming, men muligheter for andre type områdepåvirkning er til stede.

Poretrykksoppbygging på grunn av peleramming er rapportert i flere tilfeller (5). Ved ramming av peler i leire er dette helt normalt. Det har sin årsak i massefortrengningen installasjon av pelen medfører. I tilfeller der en ikke har vært observant på denne problemstillingen på forhånd, finnes det flere eksempler på både mindre bevegelser i skråning og større utglidninger. Problemstillingen begrenses ved å benytte peler som gir en liten massefortrengning. Propptaking før ramming kan også begrense massefortrengningen. Måling av poretrykk og tilpassing av pelerekkefølge og fremdrift til målt poreovertrykk har også ofte vært benyttet for å unngå stabilitetsproblemer under ramming.



Figur 11. Installasjon av betongpeler ved Alfaset, Alnabru (foto NGI).

Per nå er det som oftest akseptert at det rister og bråker når grunnarbeider utføres i bystrøk, da man får dispensasjon fra bydelsleger og liknende til å jobbe innenfor bestemte klokkeslett. Likevel er det ikke til å komme bort fra at støy og rystelser fra ramming av spunt og peler kan oppleves som svært plagsomt for naboer enten disse er hjemme eller på jobb. Det er ikke usannsynlig at det i fremtiden vil stilles strengere krav på dette området enn det gjøres i dag og da kan alternative utførelsesmetoder fort bli mer aktuelle enn de er nå. Innenfor de prosjektene som har gått bra, er det rapportert flere tilfeller av vellykket utførelse ved bruk av Silent Piler og borede løsninger.

For å se på hvordan de forskjellige rammemetodene slår ut ved forskjellige grunnforhold med tanke på støy og vibrasjoner, vil det være relativt enkelt å måle støy og rystelser ved forskjellige typer grunnarbeider i bystrøk. Det anbefales at en slik studie gjøres som en del av dette prosjektet.

Skader som følge av grunnvannssenkning

Det er meldt inn 5 prosjekter hvor grunnvannssenkning er en trolig årsak til setninger. I tillegg til dette er det meldt inn en foreløpig FOU-rapport ”Drenasje til byggegrop i tettbygde strøk” med systematisering og analyse av måledata (NGI, 2009).

Årsakene til at poretrykket kan reduseres ved store spuntede utgravinger er mange og sammensatte. Det vil alltid være spesielle hydrogeologiske forhold knyttet til en hver byggegrop som det må tas hensyn til og som vil påvirke poretrykket. Den viktigste fellesnevneren er likevel innlekkasje i byggegropa og lekkasjeveiene er listet opp nedenfor og illustrert i figur 13:

- I glippen mellom spunt og berg, spesielt når det er grovere masse over bergoverflaten
- Gjennom oppsprukket berg i såle og bergvegger
- I forbindelse med stagsetting, lekkasjer opp langs stagene som enten kommer inn i spuntgropa gjennom staghullene eller som finner drenasje ut gjennom permeable lag i leira
- Lekkasje opp langs borede peler som er satt fra bunnen av gropa
- Gjennom utette spuntlåser
- Ved pumping og dermed senking av poretrykk i byggegropen



Figur 12. Eksempel på utett overgang mellom spunt og berg (foto Norconsult).

Tiltakene som normalt brukes er:

- Injeksjonsskjerm i berg under gravenivå
- Injeksjon av borede stag og peler
- Jetpeler i overgangen mellom berg og løsmasser
- Vanninfiltrasjon
- Injeksjon i overgang løsmasse/berg

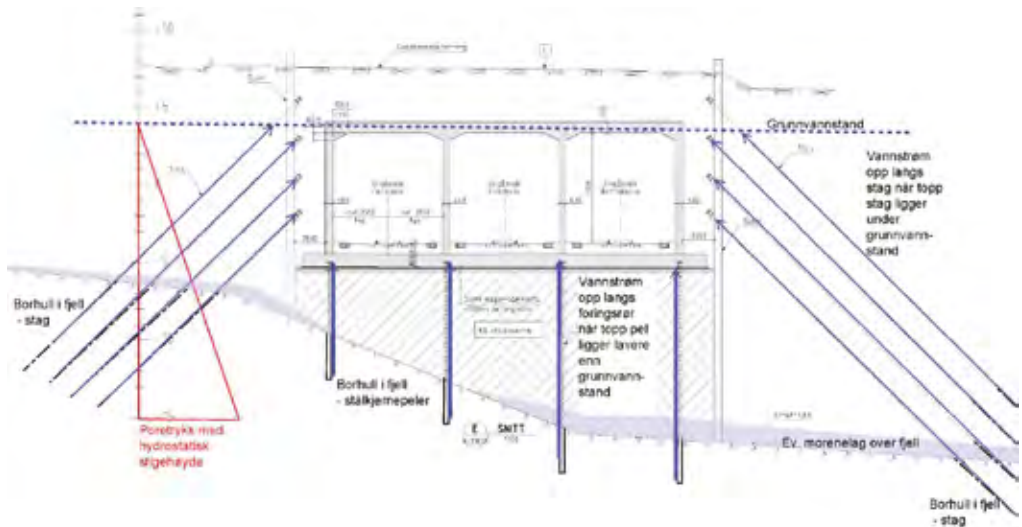
Lekkasje gjennom spunten er mest vanlig i forbindelse med boring av stag. Det er viktig å notere at spesielt ved store prosjekter med mange kvadratmeter spunt og mange stivernivåer kan summen av mange små lekkasjer gi vesentlig reduksjon av poretrykk. I tillegg er tiden fra en lekkasje oppdages til tettetiltakene er gjennomført viktig. Det er derfor av stor betydning at prosedyrer for tetting av spunt og stag er godt planlagt og at tiltakene utføres raskt.

Hvis injeksjonen ikke er vellykket kan poretrykket synke gradvis med økt gravedybde. Hvis poretrykket starter å falle, men byggegropen virker tørr, er det fortsatt mulig at senkningen skyldes drenasje, ettersom små mengder vann fortsatt kan påvirke poretrykket.

Installasjon av borede peler i byggegropen kan forårsake poretrykksfall da boringen årsaker drenasjen av vannførende lag ved berg.

Løsmasse- og fjellinjisering er vanskelig å få til ettersom injiseringstrykket må begrenses for å unngå å skape lekkasjeveger ved "piping". Etter at en lekkasje har oppstått er det vanskelig å ettertette mot strømningsgradientene. Høye injiseringstrykk kan forårsake piping med nye lekkasjekanaler som følge. Spesielt i tilfeller med store spuntdimensjoner og skrånende berg kan glippene mellom spunt og berg bli store. I slike tilfeller kan det være rimelig å vurdere bruk av jetpeler istedenfor løsmasseinjeksjon i overgangen mellom spuntfot og berg.

En metode for å sikre at konstruksjonene er tette før graving begynner er å utføre en prøve-pumping fra innsiden av spuntens samtidig som poretrykket overvåkes i observasjonsbrønner på utsiden av spuntens.



Figur 13. Spuntgrop med mulighet for innlekkasje langs stag og peler (NGI, 2011).

Risikoen for å redusere poretrykket ved utgravninger er størst når det er liten dybde til berg under traubunn eller berget blottlegges. Det er derfor viktig å kartlegge både bergets egenskaper og omfanget av vannførende lag over fjell. I tillegg må forekomsten av dyprenner og mektigheten av leiren kartlegges.

Generelt sett så måles det altfor lite i prosjekter med dagsonearbeider. Det virker ikke som forståelsen for hva som kan skje er like stor for skjæringer og spunt som for fjell tunneler.

Også for prosjekter der det er mindre sannsynlighet for lekkasje bør poretrykket følges opp under byggefasen. Dersom det oppstår setninger er det viktig å kunne dokumentere at disse ikke skyldes lekkasje.

Ved tunneldriving er det vanlig å sette krav til innlekkasje til $<5 \text{ l/min/100 m} / 5/$ for å unngå poretrykksreduksjon og risiko for setninger i dyprenner med bløt normalkonsolidert leire. For byggegropen i løsmasser med samme grunnforhold, bør kravet på innlekkasje være i samme størrelse.

I prosjektering kan det være aktuelt å vurdere innvendig avstiving for å redusere risikoen for lekkasje ved boring av stag. I store byggegropen må det tas høyde for at mange små innlekkasjer tilsammen kan gi en vesentlig effekt på poretrykksnivåene.

Det er viktig å vurdere dybde på rammet spuntprofil mot kartlagt lagdeling og bergoverflate, for å vurdere behov for tiltak som for eksempel jetinjering før graving starter.

Øvrige saker

I tillegg til skadeårsakskategoriene som er kort gjennomgått her har det blitt meldt inn ca 10 saker som er karakterisert som ”andre årsaker” i figur 9. Dette er saker hvor årsaken til skader er åpenbar og kunne vært unngått dersom kjente standarder, metoder og prosedyrer ble fulgt. Det dreier seg om for eksempel:

- Bygging på frossen grunn eller bruk av fyllmasser med snø og is
- Dårlig komprimering av fyllinger
- Utette spunter, manglende hjørnelås
- Fylling som skulle vært bygd med lette masser ble bygd med tunge masser
- Terreng eller nabofundament ligger høyere enn forutsatt
- Det bygges på organiske masser

Slike unødvendige feil koster antagelig samfunnet vel så mye som de geoteknisk ”mer utfordrende” kategoriene som er omtalt i denne artikkelen. Ny teknisk forskrift TEK10 med økt krav til kontroll og uavhengig kontroll vil forhåpentligvis redusere unødvendige prosjekteringsfeil.

Oppsummering

De innrapporterte skadesakene gir et bilde av hvilke utfordringer bransjen har i forbindelse med utførelse av grunnarbeider i områder med sårbare omgivelser. Dokumentasjonen av skadesakene er imidlertid for det aller meste på et nivå som gjør at konklusjonene om skadeårsaker må trekkes på tynt grunnlag og mer eller mindre velbegrunnede antagelser. Det er likevel ingen tvil om at skader på grunn av ramming og boring er betydelig representert blant skadesaker fra byggebransjen og at delprosjekt 1+2 således dokumenterer behovet for de senere delprosjektene i BegrensSkade.

Skadesaker som per dato er tvistesaker i rettssystemet er ikke kommentert i denne rapporten av naturlige årsaker. Noen av disse sakene er veldig interessante og bør tas tak i for å trekke ut lærdom når en rettslig avklaring foreligger.

REFERANSER

NGI (2009). Drenasje av byggegrop i tettbygde strøk. Foreløpig NGI-rapport 20092151.

NGI (2011). Hydrogeologi knyttet til trasé gjennom Havnen, Klypen og Loenga. NGI-rapport 20110540-00-11-R.

SGI (2013). Effektivare markbyggande. Förslag till handlingsplan 2013-2016. Statens Geotekniska Institut, Linköping, Sverige.

Simonsen Arne, S. og Veslegard Geir (2013). State of the art boreteknikk (foreløpig rapport). BegrensSkade delprosjekt 3.

**BRUK AV INSTRUMENTERTE STIVERE, BARCODE B13, BJØRVIKA
ETABLERING AV BYGGEGROP MOT PELEFUNDAMENTERT
BRUKONSTRUKSJON**

**Load monitoring of inner props, Barcode B13, Bjørvika, Oslo
Construction of excavation pit to adjacent bridge on piles to bedrock**

Siv.ing. Arne T. Eigeland og Siv.ing. Andreas Berger, Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Byggegrøp Barcode B13 omfatter en 10 m dyp utgraving og er det siste byggetrinnet av den såkalte «Barcode-rekken» i Bjørvika.

På grunn av den nærliggende pelefundamenterte brokonstruksjonen, Nordenga bru, ble sikring av spuntkonstruksjonen utført med innvendig avstiving. Flere forhold gjorde at man ikke valgte en tradisjonell røravstivning, men valgte et stiversystem som muliggjorde lastovervåkning, mulighet for justering av oppspenningskraft og overvåkning av temperatur og temperatureffekter.

Instrumenteringen av stiverne har gitt god oversikt og dokumentasjon over utgravingen, i tillegg til løpende deformasjonsmålinger. Målte krefter har alt i alt hatt godt samsvar med prosjekteringsgrunnlaget.

BIM har vært et solid verktøy i alle ledd fra helt fra prosjektering til gjennomføring. BIM har bidratt til; god og effektiv kommunikasjon, mest mulig ryddige grensesnitt, å formidle konstruksjonsforståelse, å legge opp til ryddig produksjonsplanlegging og å gi god hjelp under oppfølging på byggeplass.

SUMMARY

Barcode B13 is a 10 m deep excavation pit located in Bjørvika, Oslo.

Due to an adjacent bridge construction on piles to bedrock, Nordenga bridge, the sheet pile wall is supported with inner props. For several reasons a traditional propping solution was not optimal. The chosen solution was a propping system that enabled load monitoring, possibilities of load adjustments and monitoring of temperature effects.

The load monitoring has provided a good overview and documentation for the excavation and supporting works. In addition deformation measurements are performed along the excavation process. In general measured loads correspond to design loads.

BIM has been a powerful tool, both in design and execution.

INNLEDNING

Det er for tiden betydelig byggeaktivitet i Bjørvikaområdet i Oslo sentrum. Målsettingen er å skape et helt nytt byområde helhetlig planlagt, fremtidsrettet, med urban og moderne arkitektur. Bjørvikaområdet er lokalisert helt innerst i Oslofjorden.

Oslo S Utvikling AS (OSU) er et eiendoms- og utviklingsselskap som har stor aktivitet i Bjørvika. Selskapet disponerer drøyt en tredjedel av det totale utbyggingsområdet, deriblant den såkalte "Barcode-rekken" (felt B10-B13) som er en del av Operakvarteret (www.osu.no)

Vedal Prosjekt AS har prosjekterings- og prosjektledelse, samt entreprisestyring i dette utbyggingsområdet. Prosjektet består i sin helhet av byggherrestyrte delentrepriser. Felt B10 og B11-12 er hver på ca. 15.000 kvm, og felt B13 er på ca. 5.000 kvm. Hele "Barcode-rekken" har en felles kjellerløsning under 15 høyhus. Felt B10 har 2 kjelleretasjer, og felt B11- B12 og B13 har 3 kjelleretasjer under terrengnivå.

«Barcode basement» er en av Norges største dypkjellere med en grunnflate på ca. 35.000 kvm. Byggene er fundamentert til fjell på borede utstøpte stålrørspeler med diameter opp til 711 mm, og stålkjernepeler med diameter opp til 200 mm.

Utbyggingen av «Barcode-rekken» startet i 2005, og planlagt ferdigstillelse er i 2016. Per oktober 2013 er grunn- og fundamenteringsarbeider, samt plasstøpt kjellerkonstruksjon ferdigstilt for felt B10-B13 vest, og de ulike råbygg over terreng er reist. Enkelte av byggene er også ferdigstilt og overtatt av byggherre/leietakere. Siste del av utgraving for kjeller B13 øst pågår og er planlagt ferdigstilt i første kvartal 2014.

Statusbilde pr oktober 2013, og et lengdesnitt gjennom hele «Barcodekjelleren» er vist på Figur 1. Utgraving for kjeller B13 øst er avmerket.

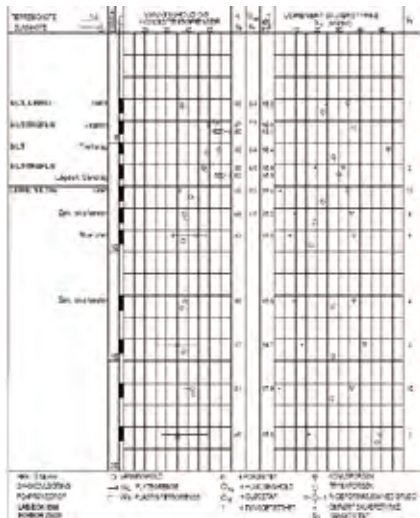


Figur 1: (Øverst) Prosjektområdet - "Barcode-rekken" – Operakvarteret – sett fra sjøsiden pr oktober 2013, byggelinje ca. 350 m. (webkamera fra osu.no). (Nederst) Lengdesnitt gjennom «Barcodekjelleren» (DARK arkitekter). Utgraving for kjeller B13 øst er avmerket.

For hele den dype kjellerdelen er Multiconsult AS engasjert som rådgivende ingeniører i geoteknikk, RIG i tillegg til byggeledelse og teknisk oppfølging grunn- og fundamenteringsarbeidene. Multiconsult AS har også vært byggeteknisk rådgiver, RIB, for alle bygg, unntatt det såkalte Vismabygget og Stasjonsallmenningen bru.

GRUNNFORHOLD

Løsmassene består generelt av byfyllmasser og urene masser med leire, silt, sand, treflis ned til dybder varierende opptil ca. 7 m i mektighet. Under fyllmassene er det antatt opprinnelig sjøbunn med middels fast leire, såkalt «Oslo-leire», med en udrenert skjærfasthet mellom 25 og 40 kPa. Vanninnholdet w , varierer mellom 30 og 45 %, og plastisitetstallet, I_p , varierer mellom 15 og 20 %. Leiren har lav sensitivitet, målt mellom 3 og 6. Representativ prøveserie er vist på Figur 2.



Figur 2: Representativ prøveserie

Bergoverflaten varierer fra ca. kote -20 til kote -50. Berget består hovedsakelig av leirskifer. Lokalt er det også påtruffet fastere bergarter som pyritt og menaitt. Det går en dyprenne på skrå gjennom området fra sydvest til nordøst, og det er stedvis morene over berg.

Øvrige detaljer er summert i rapport "Oslo S Utvikling Bjørvika, B10-B13 grunnundersøkelser datarapport, prosjekt 1696.2", (Geovita AS, 2005)

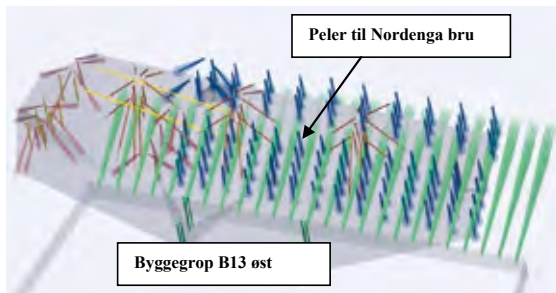
PROSJEKTET - HOVERFØRINGER

Byggegrupp B13 øst er en utvidelse av den dype kjellerdelen av «Barcode-rekken» og er etablert med et støpt arbeidsdekke på ca. kote -7,0, noe som medfører inntil ca. 9 - 11 m utgraving i forhold til omkringliggende terreng på ca. kote +2,0 i syd til ca. kote +4,0 i nord.

Teknisk løsning for utgraving har vært sikringskonstruksjoner bestående av dels stagforankret styltspunt og dels innvendig avstivet spunt i 3 nivåer, i kombinasjon med grunnforsterkning med kalk/-sementpeler (KS-peler), samt utstøpt arbeidsplattform ved endelig graveplanum. Hovedføring for siste byggetrinn av «Barcode-rekken» har vært grensesnittet opp mot Nordenga bru som ligger ca. 7 m øst for østre spuntvegg til byggegrupp B13 øst.

Byggearbeidene med brua tok til i 2009, og i anleggsperioden var felt B13 tildelt som riggområde for bruentreprenøren. Dette medførte at utgraving og sikring av felt B13 måtte avvete til etter at brua var ferdigstilt.

Konstruksjonen er hovedsakelig fundamentert på betongpeler til berg, i tillegg til noen stålkernepeler for å ta strekkrefter. Basert på peleplaner for brua ble det tidlig slått fast at det ikke kunne tillates å bore forankringsstag inn under brukonstruksjonen. Risikoen for å treffe eksisterende peler var ansett som meget stor. Figur 3 viser en 3D-modell av peleplan for brukonstruksjonen og plassering av forankringsstag der både peler og stag er modellert med installasjonstoleranser (se de ulike kjegleformer).



Figur 3: Peleplan for brukonstruksjon, forankringsstag inn under brukonstruksjon.

Avstivningen mot øst ble løst ved at byggegrøpen ble delt i to ved ramming av en tverrspunt fra nord til syd. Tverrspunten ble plassert i tilstrekkelig avstand slik at skråstag til berg ikke kom i konflikt med pelene for brua.

Sør for byggegrøpen var også Dronning Eufemias gate etablert før oppstart utgraving. Gata er i likhet med brukonstruksjonen også fundamentert på peler til berg, men her muliggjorde pelegeometrien boring av forankringsstag inn under gata.

Pelefundamenter til Nordenga bru og Dronning Eufemias gate, samt stagforankret tverrspunt er vist på Figur 4.



Figur 4: BIM-modell av byggegrøpen, «as-built» (t.v.) Tverrspunten deler byggegrøpen i to. Tverrspunten måtte ha tilstrekkelig avstand fra bru i øst, samt at den måtte tilpasses planlagte bygg over terrengnivå. Bilde (t.h.) Gravefase 1 - Innvendig avstiving mellom støpt kjeller vest og spunt øst.

Først etter at kjellerkonstruksjonen var etablert i den vestre delen av byggegropen, kunne utgraving øst for tverrspunten starte opp. Østre spuntvegg avstives med innvendige tverrstivere mot støpt kjellerkonstruksjon.

Mot nord avstives spuntveggen med skråstag til berg.

Andre hovedføringer i prosjektet er:

- Interne og eksterne grensesnitt – pågående byggeaktiviteter/ trafikkomlegging, vei/ kontinuerlig adkomst til Oslo Sentralbanestasjon (bl.a. avviksbusser NSB)
- Krav om arkeologiske undersøkelser over hele byggegropen til nivåer lavere enn etableringsnivå for kalk-/sementpeler. I tillegg måtte kalk-/sementpelene etableres mellom etablerte skråstag til tverrspunt
- Omarbeidelse av allerede etablerte løsninger tilpasset 2 kjelleretasjer til å kunne benyttes for 3 kjelleretasjer. Utbygger ønsket å benytte mest mulig av utførte tiltak på anlegget. Dette gjorde at man valgte en tradisjonell «bottom-up»-løsning
- Tilkomst byggegrop
 - Svært begrenset areal utenfor spuntlinjen
 - Nedkjøringsramper begrenset seg ned til øvre stivernivå
 - Begrensinger for parallelle aktiviteter/ entrepriser
 - Utgraving måtte utføres fra terrengnivå med stor gravemaskin med lang bom/stikke. Smågravemaskiner må arbeide mellom tverrstivere for å bistå stor gravemaskin
 - Utstrakt bruk av mobilkran var nødvendig under utførelse av sikringsarbeider
 - Utgraving og sikring måtte utføres i faser – ombruk av stivere

Basert på kartleggingen av prosjektets praktiske hovedføringer ble det lagt opp til følgende arbeidsgang og gjennomføring. Kun aktivitet 3 og 4 har vært mulig å utføre parallelt.

1. Arkeologiske undersøkelser – seksjonsgraving med tilbakefylling av masser egnet for kalk-/sementpeler
2. Etablering av kalk-/sementpeler
3. Utgraving av byggegropen i bestemte gravefaser – program for ombruk av stivere
4. Oppstart pelefundamentering etter at omtrent halve byggegropen var ferdig utgravd

HVORFOR INSTRUMENTERING

Byggherren tok tidlig initiativ til å avholde en teknisk møteserie der rådgivere og entreprenører var samlet for å diskutere muligheter og begrensninger for løsningsvalg.

I tillegg til de rent praktiske anleggstekniske hovedføringer kom det også tidlig frem nødvendige geotekniske føringer, spesielt med hensyn til behov for overvåkning og dokumentasjon under utgravingen.

Som kjent har Bjørvikaområdet meget krevende grunnforhold. Området er et gammelt utfyllingsområde, i tillegg til at det er registrert store løsmassemektheter med bløt til middels fast leire. Årlig måles og registreres det betydelige områdesetninger. Under utgraving av en 10 m dyp byggegrop er det derfor viktig å ha best mulig kontroll og dokumentasjon på hvordan terrenginngrøpet påvirker omgivelsene.

Den innvendige avstivingen spenner mellom støpt kjellerkonstruksjon og spuntvegg. Det er derfor også viktig å ha kontroll på betongspenningene mot kjellerkonstruksjon.

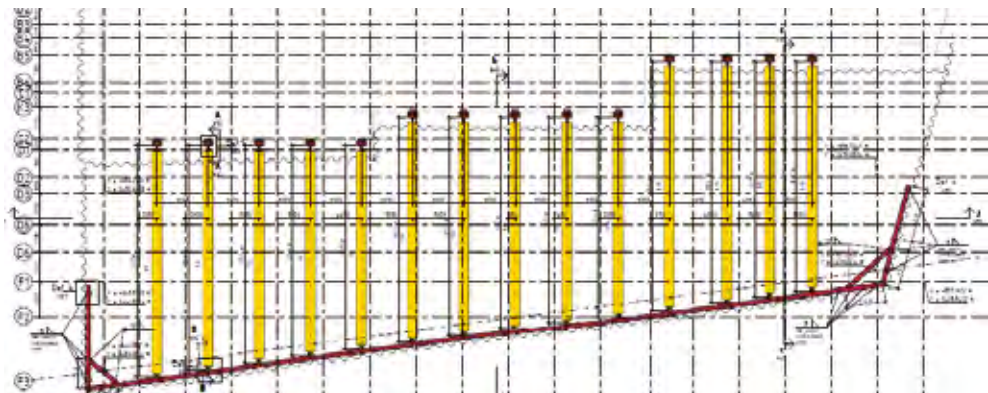
Stiverkreftene påvirkes av temperaturendringer. Byggegroppen ville bli stående oppe lenge fra mai 2013 til november 2014, og følgelig være utsatt for betydelige temperatureffekter gjennom årstidene.

VALG AV AVSTIVINGSSYSTEM – KRAV – BESKRIVELSE - GRENSESNIITT

For å tilfredsstille både de anleggstekniske og geotekniske krav ble det nødvendig å utarbeide en løsning som kunne tilfredsstille følgende:

- Muligheter for lastovervåkning og justering av oppspenningskraft
- Overvåkning av temperatur og temperatureffekter
- Alle stivere har ulik lengde. For rasjonell ombruk var prefabrikkerte modulbaserte stivere avgjørende.

Figur 5 viser en plantegning av byggegropa med innvendig avstiving. Byggegroppens geometri medførte at alle stivere hadde ulik lengde.



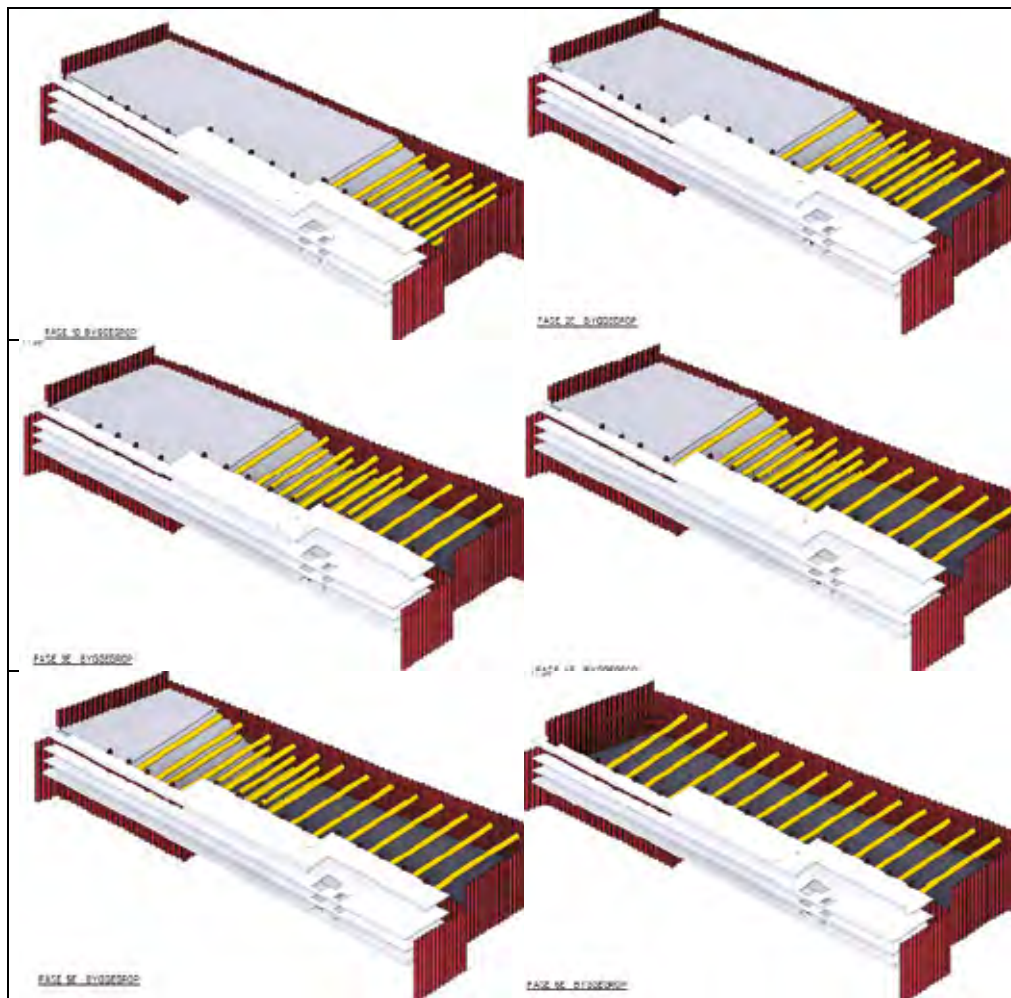
Figur 5: Plantegning av byggegrop med innvendig avstiving

Prinsipp for ombruk av stivere beskrives kort i det følgende.

I alt ble det definert 6 gravefaser. I hver gravefase ble det gravd ned til mellomnivåer for montering av stivere, i alt 3 nivåer. Graving til endelig planum ble utført seksjonsvis med suksessiv støp av arbeidsplattform. Etter at arbeidsplattformen hadde herdet tilstrekkelig ble

stivere i nivå 2 og 3 demontert. Disse stivere ble benyttet til ombruk for de videre gravefasene. Hver stiver fikk en egen ID.

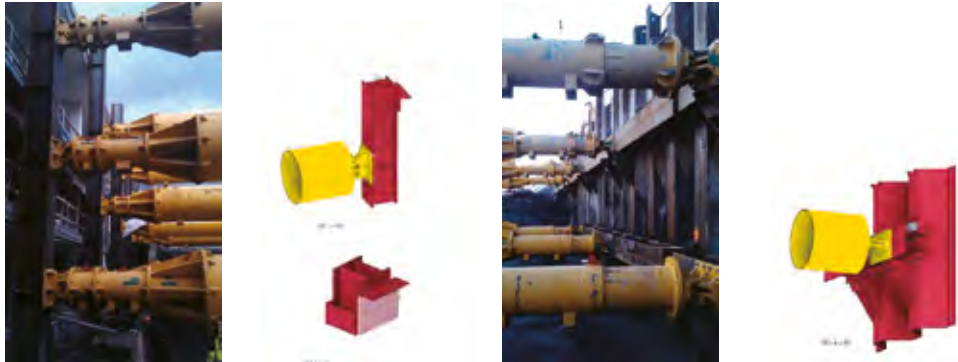
Figur 6 viser siste gravefase for fase 1 tom. 6 der arbeidsplattformen er utstøpt. Stivere som demonteres benyttes i videre gravefaser. Pelefundamenteringen utføres fra støpt arbeidsplattform. Arbeidshøyde til borrhøg ble tilpasset for boring under stivere.



Figur 6: Sluttfasen for hver av gravefasene fase 1 – 6.

Entreprenør for spunt- og sikringsarbeidene Kynningsrud Fundamentering gjorde noen undersøkelser i markedet for å se på aktuelle leverandører for utleie av stiversystemer som kunne tilfredsstille de omtalte kravene. Et par leverandører ble vurdert, men til slutt endte prosjektet opp med en løsning fra en britisk leverandør Groundforce Shorco.

prosjekteringsforutsetninger, kapasitetskontroll og arbeidstegninger. I tillegg inneholdt dokumentet en arbeidsprosedyre for montering og demontering.



Figur 9: Endedetaljer mot kjeller (t.v.) og mot spunt (t.h.) Grensesnitt mellom leverandør (gult) og prosjekterende (rødt).

Byggeplass utførte kontrollmålinger av stiverlenger for å gi mest mulige korrekte input på sammensetning av de ulike stivermodulene/lengdene. Leverandør fikk også oversendt arbeidstegninger for gravefaser slik at levering av stivere, samt program for rekonfigurering av stivere/ombruk kunne tilpasses prosjektet.

HVA PÅVIRKER KREFTENE

Forspenningslaster ble angitt av Multiconsult. I tillegg ble det definert øvre og nedre lastnivåer («trigger levels»). Dersom lastene nådde disse nivåene, ble entreprenør og byggeledelse varslet via e-post.

Stiverekreftene påvirkes av følgende forhold:

- Utgravingssekvenser
- Temperaturendringer
- Øvrige forhold som influerer beregninger vs. målinger:
 - Faktisk stivhet på KS-peler og insitu styrke på leiren/fyllmasser i toppen
 - Faktisk stivhet i stiversystemet (damping, deformasjoner)
 - Faktiske terrenglaster bak spuntveggen

Kontinuerlig lastovervåking av stivere gir god oversikt over de ovennevnte punkter.

TEMPERATUREFFEKTER

Temperaturrendringer gir vesentlige kraftendringer, og det er derfor viktig å kontrollere og justere stiverkreftene for å begrense deformasjoner og sikre systemet mot overbelastning.

Termisk last er gitt ved uttrykket:

$$\Delta P_{\text{temp}} = k \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot E \cdot A - \text{CIRIA C517}$$

Where:

- $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$ per °C (for steel)
- $E = 205 \times 10^6$ kN/m²
- $A = \text{cross sectional area} = 605\text{cm}^2$ for 1220Ø x 16 CHS
- $k = \text{degree of restraint factor} - \text{typically } 40\% \text{ for a hydraulic prop}$

Antatt døgnvariasjon på temperatur ble satt til $\Delta t = 15$ °C.

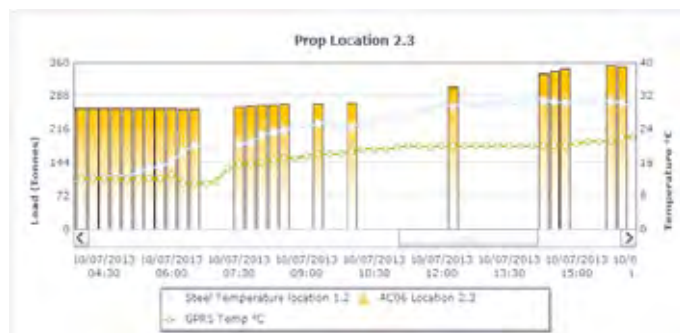
For en stiver som er fullstendig fastholdt vil ΔP_{temp} da bli hele 2.200 kN! Leverandøren introduserte en dempingsfaktor på 0,4 basert på tidligere prosjekterfaringer, dvs. at termisk ΔP_{temp} på 900 kN ble lagt til grunn i designbasis.

Dempingsfaktoren vil avhenge av stivheten til hele avstivningssystemet, dvs. stivheten til jekk, puter, skoling/ gliper mellom spunt og pute, jordstivhet mv.

For temperaturvariasjon rundt $\Delta t = 15$ °C ble det i prosjektet ble det målt en ΔP_{temp} mellom 500 og 600 kN.

I begynnelsen av juli 2013 fikk stiversystemet høy belastning. Utgravingen var i en kritisk gravefase, noe som også samsvarte med beregninger. Det var gravd ned til siste mellomnivå kote -5,25 før installasjon av stivere på nivå 3. I tillegg var det høysommer og målt ståltemperatur godt over 30 °C. Det bemerkes at direkte sollys vil medføre at ståltemperaturen blir vesentlig høyere enn lufttemperaturen.

Figur 10 viser kraftbildet på en kritisk stiver (nivå 2, kote -2,5) målt fra tidlig morgen kl 04:30 til ettermiddagen kl 16:00. I løpet av perioden økte lastene fra ca. 2.600 til ca. 3.400 kN. Øvre tillatte lastnivåer var overskredet, og det ble bestemt at det skulle utføres et forsøk med vannkjøling.



Figur 10: Kraftbilde kritisk gravefase fra kl 04:30 – 16:00. Max målt kraft ca. 3.400 kN, uten kjøletiltak (onlineløsning fra Groundforce Shorco)



Figur 11: Kjøling av stiver vha. svetteslange og filterduk – konstant målt kraft ca. 2.700 kN.

I all enkelhet ble det lagt en svetteslange langs topp stiver i tillegg til at det ble lagt en hvit fiberduk rundt stiveren, se Figur 11.

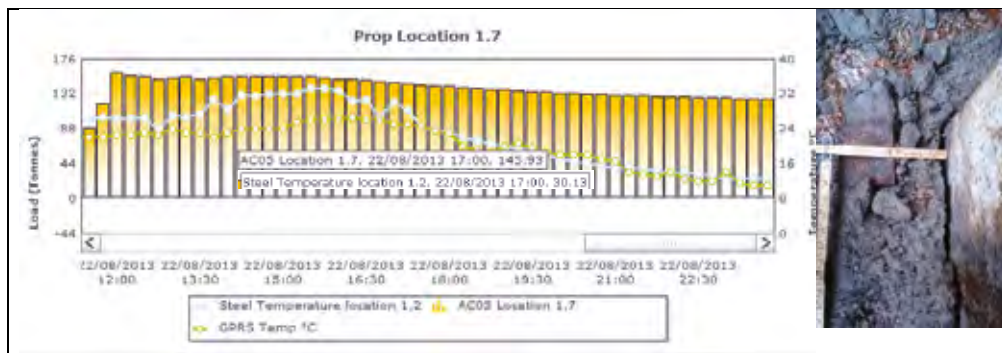
Resultatet av vannkjølingssystemet ble en konstant last på ca. 2.700 kN gjennom hele døgnet, dvs. last var tilnærmet uavhengig av temperaturvariasjonene.

Etter at stivere på nivå 3 ble installert dagen etter ble stivere på nivå 2 tilstrekkelig avlastet slik at det ikke var nødvendig å utføre vannkjøling videre. Likevel viser ovennevnte et enkelt tiltak for å redusere temperatureffekter. En løsning ved å justere spennkraften ned ville sannsynligvis kun gitt kortvarig kraftreduksjonseffekt. Jordtrykkskrefter og termisk last ville trolig ha mobilisert til samme nivåer noen få døgn etter, i tillegg til at nedspenning ville økt risikoen for deformasjoner av spuntveggen.

RESULTATER – STIVERKREFTER – DEFORMASJONER

I tillegg til lastovervåking av stivere ble det utført løpende målinger av spuntvegg (4 nivåer), støpt arbeidsplattform, vertikale puter mot kjeller og brukonstruksjon. Inklinometerkanaler var også installert. Det er viktig å se deformasjonsmålinger i sammenheng med lastbilde på stiversystemet.

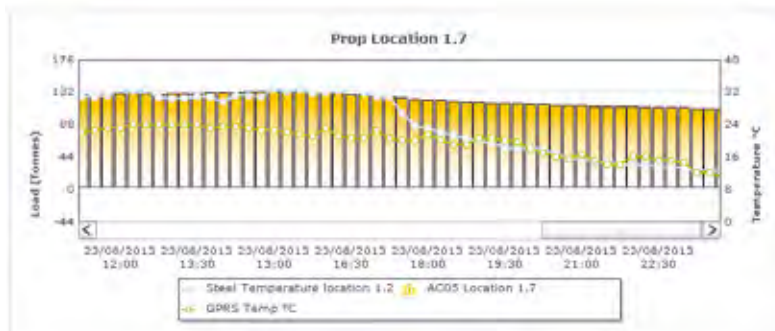
Forspenningslast ble satt til 1.800 kN for alle stivere. Figur 12 viser lastbilde for en stiver på øvre nivå (kote +0,5) under oppspenning. Alle stivere i et nivå ble først spent opp til 900 kN i et lasttrinn, for så å bli spent opp til endelig forspenningslast på 1.800 kN.



Figur 12: Lastebilde stiver 1.7 under oppspenning. Ståltemperatur rundt 30 grader. Bilde (t.v.) Forskyvning av spuntvegg under oppspenning.

Som det fremgår av Figur 12 blir det en ganske umiddelbar lastreduksjon i stiveren under oppspenningsprosedyren. Dette skyldes forskyvning av spuntveggen.

Figur 13 viser lastbildet for stiveren dagen etter. Lastene har da stabilisert seg på ca. 1.300 kN. Merk også at temperaturen er omtrent den samme som under oppspenning.



Figur 13: Lastebilde stiver 1.7 dagen etter oppspenning. Last ca. 1.300 kN. Ståltemperatur rundt 30 grader.

Registrert lastreduksjon skyldes at toppmassene har en lavere styrke og stivhet enn forutsatt i beregningene. De innledende stivere ble etterspent på nytt, og resultatet viste seg det samme.

Topplaget med svakere styrke og stivhet enn forutsatt gjorde seg videre gjeldende under utgravingsfasene. Lastutviklingen ble i korte trekk som følger.

Utgraving til mellomnivå 2 og 3 og oppspenning av korresponderende stivere ga en ytterligere lastreduksjon i øvre stiver nivå, ned til rundt 700 kN ved utgraving til endelig nivå.

Bakgrunnen for dette er at spuntveggen trolig fikk en liten rotasjon om det 2. stivernivået (kote -2,5) pga. det svake topplaget. Enkle overslag over elastisk deformasjon av en stiver for de gjeldende stiverlengder og ståltverrsnitt viser at selv små forskyvninger av spuntveggen (mm) gir markante utslag på stiverkreftene.

Målte laster på stivernivå 2 og 3 hadde godt samsvar med beregnede krefter, 1.800-2.800 kN.

Etter at arbeidsplattformen var støpt og herdet tilstrekkelig, samt stivere på nivå 2 og 3 fjernet økte lastene i øvre stivernivå til rundt 1.400 kN. Dette var noe lavere enn beregnet.

I forbindelse med vintersesongen kan det være aktuelt å justere stiverkreftene på øvre stivernivå.

I tillegg til det som er nevnt ovenfor påvirkes lastene i øvre stivernivå i stor grad av stivheten til kalk-/sementpelene. Ut fra registrerte laster kan det være grunn til å tro at kalk-/sementpelene har høyere stivhet enn forutsatt i beregningene.

Under demontering av stivere på nivå 2 og 3 ble det målt mindre utbøyninger av spuntveggen.

Det er også utført løpende målinger av arbeidsplattformen. Disse målingene viser ingen tegn på bunnheving.

ERFARINGER - TING Å TENKE PÅ - FORBEDRINGSMULIGHETER

I prosjektet har vi hatt utstrakt bruk av BIM, både i prosjekteringsfasen og i utførelsesfasen. Dette har vært et uunnværlig arbeidsverktøy. Kort nevnes:

- God og effektiv kommunikasjon i alle ledd
- Mest mulige ryddige grensesnitt
- Konstruksjonsforståelse – arbeidstegninger med høyt detaljnivå – få feltregistreringer inn på arbeidstegninger
- Produksjonsplanlegging, logistikk og fremdrift
- Oppfølging i anleggsfasen – håndtering av avvik

Instrumenteringen av stiverne har gitt god oversikt og dokumentasjon over utgravingen. Målte krefter har alt i alt hatt godt samsvar med prosjekteringsgrunnlaget.

Registrerte avvik mellom målte og beregnede krefter skyldes sannsynligvis forskjeller mellom faktiske stivhetsforhold og stivhetsforhold benyttet som input i beregningene. Det er verd å merke at man i designfasen må ha et godt overordnet blikk over dimensjonerende krefter, og at man velger et system med en viss robusthet.

Temperatureffekter er betydelige både beregningsmessig og i praksis og må ikke neglisjeres. En må være særlig oppmerksom under kritiske gravefaser.

Det er viktig å utføre løpende deformasjonsmålinger, og se disse i sammenheng med instrumenteringen.

Valgte stivere har hatt en viss robusthet siden moduler/stiverlengder over 20 m krever rørdiameter Ø1220 mm. En viss robusthet i valg av løsning for dette prosjektet har gitt gevinst i at man under demontering av stivere kan henge taljer i overliggende stiver for nedheising av underliggende stiver. Dette har vært en elegant løsning som har redusert kranstørrelsen betraktelig.

I prosjektet ble annenhver stiver på nivå 1 instrumentert for lastovervåkning. I tillegg ble nivå 2 og 3 instrumentert i korresponderende nivåer under. Dette har gitt grei dekning for registrering av kraftforløp under utgravingen.

Montering og demontering av stivere er en spesialoperasjon. I prosjektet hadde leverandør og entreprenør et oppstartsmøte på byggeplass for å gå gjennom SHA-aspekter og systemets muligheter og begrensninger. I tillegg bisto leverandør entreprenør under første monteringsfase.

Overvåkningssystemet krever noe ettersyn i form av batteribytte på sendere, samt fjerne hindringer/ jord som blokkerer for signaler. Plassering av mottaksbokser og beskyttelse av disse må også tenkes på i forhold til anleggsvirksomheten. Det er også viktig å markere stivere som er instrumentert, og informere personell som arbeider på byggeplassen om systemet.

Naturlig nok er det noe friksjon i jekkene. Dette medfører noe avvik i målt trykk (bar) i jekk og målt kraft (tonn) i lastceller («load pins»). Lastcellene er kalibrerte og gjeldende. For å

korrigere for jekkfriksjon kjøres jekk ut i «friluft». Bartrykk måles, og det korrigeres for dette trykket under oppspenningsprosedyren.

Onlineløsning fra leverandør logger stiverkrefter for hvert 15. min. Dette gir mye data. Det hadde vært ønskelig å videreutvikle webløsningen slik at man kunne ta ut max og min laster for hvert døgn for å lettere se tendenser/utvikling i det lange løp, samt lette dokumentasjonen. Leverandør er oppfordret til dette, og har tatt det videre.

Et byggelederansvar er en svært lærerik erfaring for en rådgiver. For å være en god byggeleder må vedkommende prioritere mye tilstedeværelse ute på byggeplassen. Som beskrevet tidligere er byggegropen av kompleks karakter, og det er derfor en stor fordel at byggeleder har geoteknisk kompetanse.

I prosjektet har det vært en stor fordel med tett dialog mellom rådgiver og byggeplass. Under utførelsesfasen dukker det stadig opp behov for justeringer og praktiske tilpassinger av arbeidsunderlaget. Det er viktig at prosjekterende som behandler endringer har god kjennskap til detaljberegninger og prosjekteringsforutsetninger slik at sikkerhetsnivået ivaretas. Det er også viktig at det er gjort omfattende beregninger der forskjellige senarioer og konsekvenser er vurdert.

I andre ende er det viktig å få formidlet løsninger direkte ut til anleggsleder og fagarbeider som faktisk skal utføre arbeidet. Konstruksjonsforståelse er et viktig stikkord.

Som nevnt tidligere har BIM vært et solid verktøy i kommunikasjonen mellom alle ledd.

En rask og effektiv kommunikasjonslinje, samt felles forståelse for problemstillinger både utførelses- og prosjekteringsmessig har vært en viktig suksessfaktor for å holde en god kvalitetsmessig produksjon og mest mulig rasjonell fremdrift for de gitte forhold. Statusbilde fra oktober 2013 er vist på Figur 14.



Figur 14: Statusbilde byggegrop fra oktober 2013 – Gravefase 4

Kommunikasjon mellom rådgiver og utførende har i tillegg vært holdningsskapende og lærerikt for alle parter, og det har bidratt til et positivt engasjement og gjensidig respekt mellom rådgiver og entreprenør.

SLUTTKOMMENTAR

Vårt engasjement i Operakvarteret, Bjørvika har vært et særdeles utfordrende og spennende prosjekt der det har vært en god og ryddig dialog mellom en profesjonell utbygger, prosjektledelse, rådgiver, leverandør og entreprenør. Vi retter en stor takk for et godt fruktbart samarbeid i løsningsorienteringens ånd.

Takk til:

- **Utbygger/prosjektledelse:**
 - Oslo S Utvikling/ Vedal Prosjekt
- **Entreprenører:**
 - Spunt og avstiving: Kynningsrud Fundamentering og Groundforce Shorco
 - Graving og massetransport: Stole/ Reiersgård Maskin

REFERANSER

1. www.osu.no - hjemmeside til utbygger Oslo S Utvikling AS
2. Geovita AS: Oslo S Utvikling Bjørvika, B10-B13 grunnundersøkelser datatrapport, prosjekt 1696.2", datert 31.08. 2005.
3. Temporary Works Design, Groundforce Shorco, rev C03, datert 24.04. 2013

VURDERING AV SETNINGER OG FORSKYVNINGER FORÅRSAKET AV BYGGEVIRKSOMHET RUNDT OSLO S OG BJØRVIKA- ER BYEN PÅ VEI TIL HAVS?

Assessment of settlements and deformations due to construction activities around Oslo S and Bjørvika- will the city disappear in the sea?

Dr.Philos Kjell Karlsrud, Dr. ing. Carsten Hauser, siv.ing. Bruck Haile Woldeseilassie
og siv.ing Frank Myrvoll, Norges Geotekniske Institutt

SAMMENDRAG

I forbindelse med ulike utbyggingsprosjekter mellom Oslo S og Bjørvika har det vært indikasjoner på tiltagende setninger og horisontale deformasjoner i hele området. Dette har skapt bekymring i bl.a. Jernbaneverket, Statens Vegvesen og involverte utbygningsselskaper. Oslo S området består av 2 til 8 m masser fylt ut på gammel sjøbunn, med underliggende leire med mektighet opp til vel 80 m. Oppfyllingen er for det meste gjort mellom ca. 1650 og 1850, men med en del senere etterjusteringer. For å vurdere mulige årsaker til økede setninger er det foretatt innsamling og bearbeiding av tilgjengelige måledata som lokalt går tilbake til 1920-tallet. Det er utført nye setningsberegninger for utvalgte steder som tar hensyn til kryp. Beregningene antyder at mye av de oppståtte setninger har en naturlig forklaring gjennom utført oppfylling gjennom tid, belastninger fra bebyggelse og reduserte poretrykk som følge av drenerende virkning av installerte stag og borede peler i tilknytning til nyere byggegrøper i området. 2-dimensjonale beregninger av konsolideringssetninger forårsaket av redusert poretrykk ved berg bekrefter at dette også utløser betydelige horisontale forskyvninger. Setningene i forbindelse med byggegrøper har imidlertid vært noe større enn beregninger så langt skulle tilsi. Noe av forklaringen kan ligge i at stagboring har medført en svekkelse/omrøring av leira nærmest inntil staghullene. Det kan også skyldes usikkerheter ved valgte setningsparameter og anvendt krypmodell. Det er planlagt mer detaljerte målinger, grunnundersøkelser og beregninger for å avdekke årsaksforholdene med større sikkerhet.

SUMMARY

Increasing rates of ground settlement have been observed in connection with ongoing city development projects in the areas around Oslo Central station and the Bjørvika bay in Oslo Harbour. This has become a major concern to the rail authorities. These areas are all reclaimed land, most of which took place between approximately 1650 and 1850, but with numerous later adjustments. Below the 2 to 8 m thick fill placed on previous sea bottom, the ground in the area primarily consist of marine clay extending to bedrock found at depths up to 80 m. New settlement analyses accounting for volumetric creep have been carried out to try to model observed settlements going back to 1920's and up to present. The analyses confirm broadly the observed historic settlement and settlement rates, and that most of the settlements

are due to the landfill placed. The analyses also suggest that recent accelerating settlement tendencies may be explained by effects of drainage and reduced pore pressures caused by establishing tie-back anchors and bored piles drilled into bedrock in connection with recent deep excavations. 2-D consolidation analyses confirm that such pore pressure reduction at bedrock level will also result in significant horizontal ground movements. Some discrepancies between calculated and measured settlements could be related to possible disturbance of the clay due to installation of tie-back anchors as well as choice of soil parameters and soil model used in the analyses. Planned supplementary site investigations, measurements and analyses may help verify causes and remaining discrepancies between observed and calculated deformations.

Innledning

I forbindelse med ulike utbyggingsprosjekter mellom Oslo S og Bjørvika har det vært indikasjoner på tiltagende setninger og horisontale deformasjoner både ved Oslo S, eksisterende og nye broer, og nær utførte eller pågående byggeprosjekter.

At det foregår naturlige setninger av en viss størrelse som følge av langtids kryp eller konsolidering av de til dels meget dype leiravsetningene i området har vært kjent i lang tid. Dette har primært hatt sammenheng med at områdene er gradvis blitt oppfylt over gammel sjøbunn helt fra senmiddelalderen og frem til vår tid.

NGI tok i 2011 et initiativ ovenfor Jernbaneverket (JBV) for å klarlegge og bedre forstå årsak til hva som har skjedd. JBV tok det videre opp med Statens Vegvesen (SVV) og alle relevante byggherrer, rådgivere og entreprenører som har vært involvert i utbyggingsprosjekter i området.

Forslaget inneholdt følgende elementer:

1. Datainnsamling og faktagrunnlag pr. i dag
2. Foreløpige vurderinger og analyser av setninger og deformasjoner
3. Behov og plan for nye målinger og eventuelt grunnundersøkelser
4. Installasjon av nytt måleutstyr
5. Oppdatering av vurderinger og analyser og prognoser for fremtiden
6. Forslag til eventuelle tiltak for å begrense fremtidige setninger/ deformasjoner

Forslaget ble godt mottatt og arbeider igangsatt sommeren 2012 i et samarbeid mellom NGI og Geovita. Mange tidligere og nåværende byggherrer og konsulenter har velvillig stillet egne data til disposisjon for prosjektet.

I samråd med berørte parter ble det besluttet at studieområdet skulle begrenses til omtrent fra Schweigaards gate i nord, Havnelageret i vest, sjøkanten langs Bjørvika / Bispevika / Sørenga og frem til frem mot E18 / Operatunnelen i syd, og omtrent langs Oslogata i øst, se kartutsnittet i figur 1.

På nåværende tidspunkt (høsten 2013) er kun de tre første aktivitetene gjennomført, og man avventer avgjørelse om å gå videre fra de berørte parter. De vurderinger og beregninger som er presentert i det etterfølgende må derfor ansees som foreløpige.



Figur 1- Kartutsnitt med omtrentlig avgrensning av studieområdet (kilde: www.norgebilder.no)

Grunnforhold og utvikling av området over tid

Generelle grunnforhold

De generelle grunnforholdene i dette området er velkjente og består i all hovedsak av fyllmasser over marin leire til berg, stedvis med noe glacifluviale sandavsetninger i overgangen til berg.

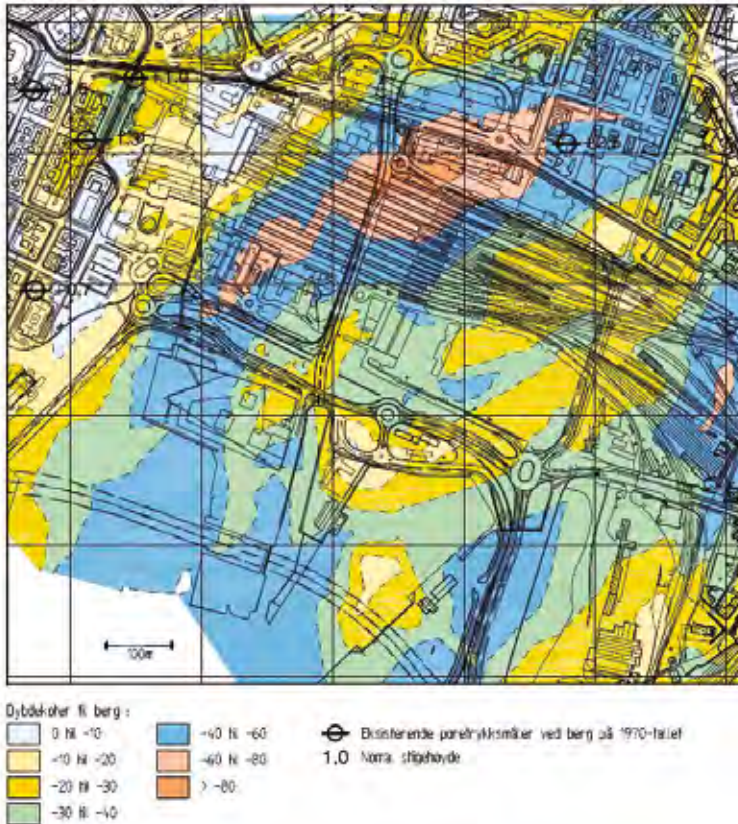
Som vist i fig. 2 varierer dybden til berg mye over området. I store deler av området ligger berget mellom kote -20 og -40, men det er et markert dypere parti NV i området som går helt ned til ca. kote -90.

Oppfylling og utvikling av områdene over tid

Hvordan utfylling og bruk av de aktuelle arealene har forgått over tid er av vesentlig betydning for å forstå hva som har inntruffet av setninger i senere tid. Utvikling av Bjørvika området og havneanleggene rundt har blant annet vært oppsummert av Kjelstrup (1954), Brovold (1993) og Oslo Havn KF (2011). Mye av den etterfølgende beskrivelse er hentet derfra.

I middelalderen lå strandlinjen i det aktuelle området omtrent som vist i fig. 3. I nord fulgte strandlinjen omtrent det som i dag er Schweigaardgate. Figur 3 viser også omtrentlig beliggenhet av strandlinjen på 1300-tallet og datidens utløp av Akerselva, Tøyenbekken, Hovindbekken (også kalt Munkebekken) og Alnaelva (også kalt Loelva).

Figur 4 viser utviklingen av utfylte arealer og beliggenhet av strandlinjen over tid. Dette er basert gamle kart og tegninger, og er antagelig ikke helt presist, men hovedinntrykket er nok rimelig korrekt.



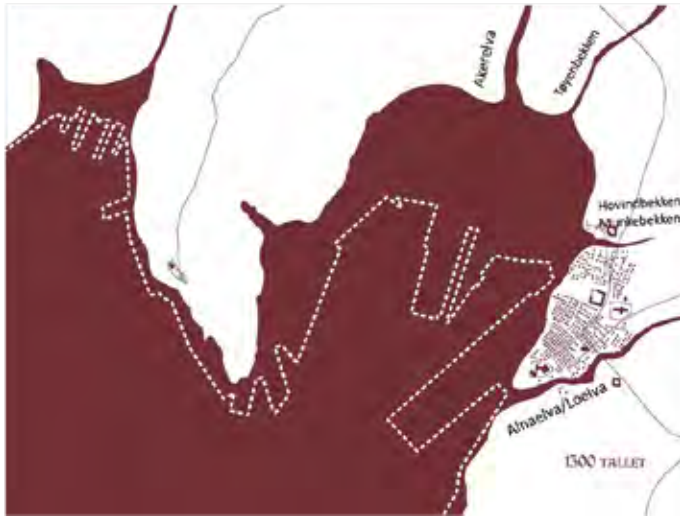
Figur 2- Oversiktskart antatt berggrunn

Byen med mindre kaianlegg, sjøboder etc. lå inntil bybrannen i 1624 på østsiden av Bjørvika, men ble da av Christian IV bestemt flyttet til vestsiden. På det tidspunkt var det ikke foretatt noen vesentlig utfylling, bare bygget mindre kaianlegg langs strandkanten.

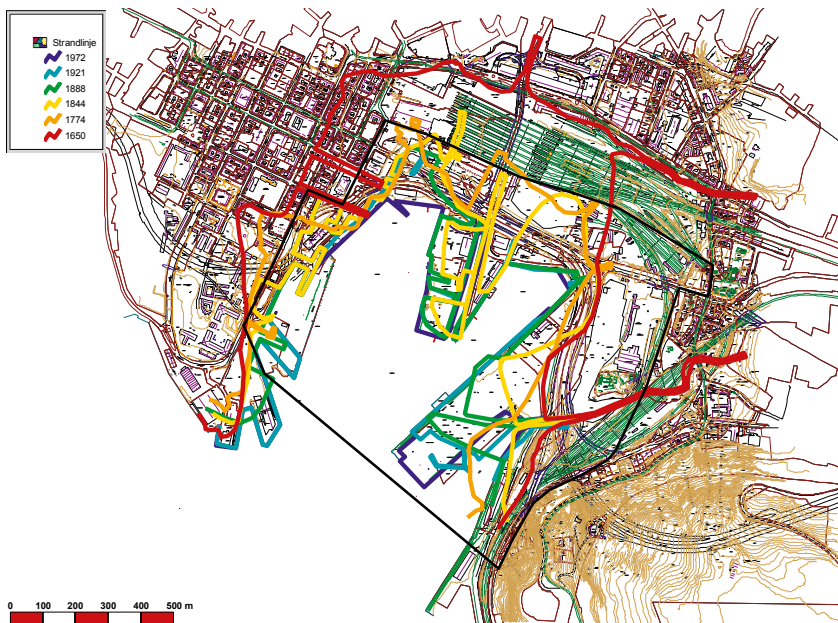
Landhevingen og utbygging av sagbruk og annen industri langs Akerselva førte til kraftig oppgrunning innerst i Bjørvika utover på 1700-tallet. Etter hvert oppstod det en tange utenfor Akerselva som dannet grunnlag for etablering av det som etter hvert ble Bjørvika utstikkeren og Paulsenkaia. Fra omkring 1750 ble disse arealene tatt i bruk som "bordtomter", dvs. lagring av trelast for utskipping. "Bordtomtene" lå rett syd for der Oslo S er i dag, men avgrenset i øst av Akerselvas utløp.

Industrialiseringen og bygging av jernbane og stasjonsanlegget på Østbanen må ha satt virkelig fart i utviklingen av området. Utfylling av det meste av de arealene som ligger øst for Akerselva skjedde i denne perioden, dvs. fra ca. 1830-1860 årene. Strandlinjen innerst i Bispevika som vist i kartet i fig. 5 er fra 1897 og er nesten den samme som i dag.

Etter dette har Bjørvikautstikkeren blitt gradvis utviklet videre med blant annet etablering av Nylands mekaniske verksted. Siste fase av utfylling for og etablering av Sørenga utstikkeren i øst slik den fremkommer i fig. 4 kom på slutten av 1960-tallet.



Figur 3- Strandlinjen på 1300 tallet inntegnet strandlinjen på 2000-tallet (fra Brovold, 1993)



Figur 4- Sammenstilling av endringer i strandlinje fra 1650 til 1972 (etter NGI, 2002)

Tidlig på 1970-tallet kom så den siste store utfylling av arealet i bukta der Palekaia lå rett syd-vest for Østbanens stasjonshall. Denne nye kailinjen følger omtrent forlengelse av Tollbugata. Dette var i forbindelse med opprustningen av E18, som også innebar bygging av en vegkulvert under/gjennom fyllingen, av- og påkjøringsrampene til "Bispelokket" og etablering av Nylands bru over sporområdene. Kai- og fergeterminal for Holger danske ble lagt innerste i det NV hjørnet av den nye kaifronten.

Nylandsgata bru er fundamentert oppå kulverten for Akerelva. Samtidig ble de resterende deler av Akerselva gjennom de nye sporområdene i nord bygget. Kulverten ble stort sett fundamentert på trepeler, og pilarene fra Nylandsbrua ble ført direkte ned på denne kulverten. Dette var et ledd i utvikling av den nye Sentralstasjonen med tunnelene vestover.



Figur 5- Kart over området fra 1887 (fra Oslo Havnevesen, 2011)

Løsmasser og geotekniske egenskaper

Mektigheten av fyllmasser er relativt stor, da det meste av prosjektområdet er tilknyttet havneområdet, eller har tidligere vært en del av dette. Opprinnelig sjøbunn har antagelig hatt en naturlig, men ganske slak helning ut fra gammel strandlinje omtrent langs dagens Schweigaardsgate. Innerst i Bjørvika og Bispevika er det mye som tyder på at opprinnelig sjøbunn lå omkring kote -4 til -6, videre økende til omkring -8 ytterst på Bjørvika utstikkeren. Opp gjennom årene har det stadig blitt fylt ut nye områder, og også blitt etterfylt på grunn av setninger. Slik etterfylling antas primært gjort når det har vært anlagt veier og bygget nytt i

området. For selve sporområdene har det antagelig blitt ”pukket opp” som en del av vedlikeholdet av sporene.

Den isostatiske landheving, som de siste århundrer har utgjort på 5 mm/år i de sentrale Oslo-området, har til en viss grad begrenset behovet for å heve eller justere terrenget som følge av setninger. I løpet av 200 år utgjør landhevingen eksempelvis 1 m. Det antas derfor at etterjustering av oppfylte områder stort sett begrenser seg til 0,5 til 1,5 m etterfylling.

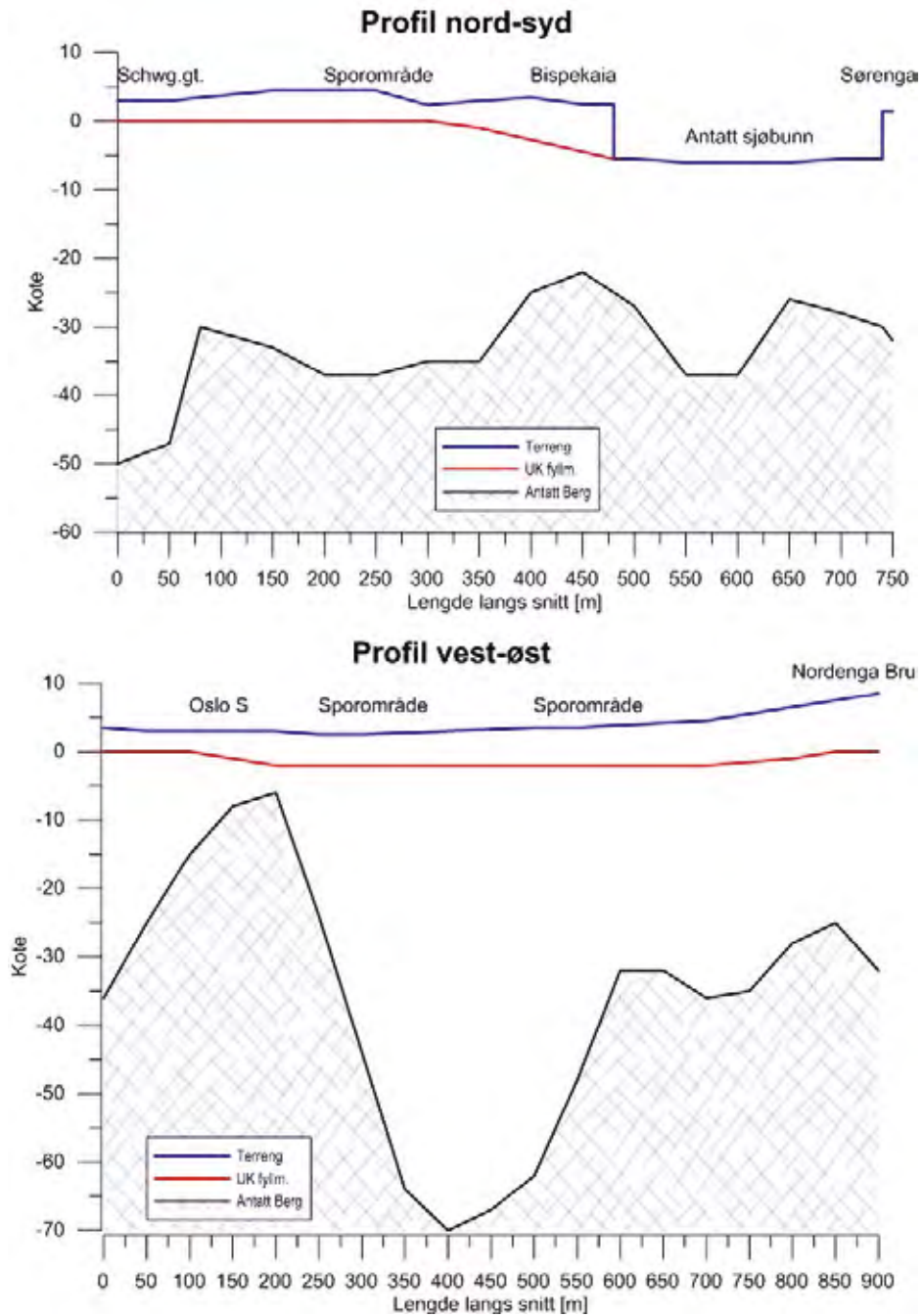
Figur 6 illustrerer antatt typisk variasjon i fyllmassemektigheter og nivå berggrunn langs 2 utvalgte profiler, ett går nord-sør sentralt gjennom området ett øst-vest langs midtlinjen av jernbanens sporområde. Det er verdt å merke seg at i øst-vest snittet, som går sentralt langs jernbanens sporområder, ligger terrenget til dels vesentlig høyere (1 til 3m) enn terrenget på nord- og sørsiden av sporene. Størst forskjell er det i øst. Sporområdene må derfor forventes å ha undergått større setninger enn områdene for øvrig.

Fyllmassenes sammensetning kan variere fra stein og grus til sand og tørrskorpeleire. Det har videre vært vanlig å dumpe ulike typer rivningsmasser (murstein og betongrester) i disse fyllingene. I Bjørvika-området har det også blitt dumpet, fylt ut samt avsatt fra Akerselva store mengder sagflis opp gjennom årenes løp. Figur 7 viser i hvilke områder foreliggende prøveserier har vist at det befinner seg sagflis av noen betydning. Dette laget kan ha tykkelse til opp mot 6 m, men inneholder ofte sandige masser i tillegg til flis.

De marine avsetningene i området er en typisk siltig Oslo leire med vanninnhold for det meste i området 32 til 40 % og plastisitetsindeks på 17-25 %. Det er en generell tendens at vanninnhold og plastisitet avtar noe med dybden. Avsetningene er i geologisk forstand normalkonsoliderte, men før utfylling vil de utvise et tilsynelatende forkonsolideringstrykk som følge av lang-tids kryptsetninger.

Tabell 1 sammenstiller setningsparametere som er anvendt i de innledende setningsberegninger. Parametere for primærkonsolidering er valgt å følge modulprinsippet til Janbu (1967). Disse parameterne ble valgt dels på grunnlag av sammenstilling av resultater fra et stort antall ødometerforsøk på leirprøver fra Sørenga og Bjørvika og Bispevika av NGI (1999, 2001), og dels på empiriske parametere basert på blokkprøver av høy kvalitet presentert av Karlsrud og Hernandez (2013). Verdier for permeabilitet ved in-situ vanninnhold, k_0 , ble valgt på grunnlag av fig. 8. Det er i beregningene også tatt hensyn til effekt av volumendring på permeabiliteten gjennom bruk av endringsfaktoren, β_k . I setningsberegningene er det også tatt hensyn til kryptsetninger (sekundærsetninger). For det formålet er det anvendt modellen Krycon definert i programmet Geosuite. Valg av kryptsetningsparametere ble gjort på rent empirisk grunnlag. Den viktigste parameteren i denne sammenheng er kryptallet, r_{pc} . Det ble ut fra data sammenstilt av Mesri (2003) antatt at:

$$r_{pc} = m/0,045$$



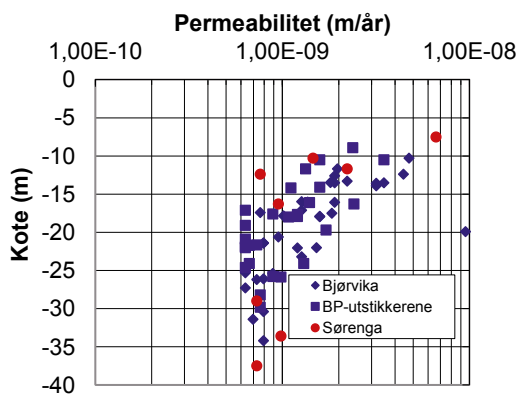
Figur 6 – Terrengnivå, bergoverflate og antatt mektighet fyllmasser langs profil N-S(øverst) og V-Ø (nederst)



Figur 7 – Oversikt områder med sagflis i fyllmassene (etter NGI,2002)

Tabell 1 – Sammenstilling av setningsparametere anvendt i Geosuite beregninger

Kote	Romvekt (kN/m ³)	OCR	Modultall m	Ref.trykk, p'_r (kPa)	Perm. k_0 (m/s)	Perm. faktor β_k	Kryp param. r_{pc}
0 til -20	18,5	1,3	13	$0,6p'_c$	$2 \cdot 10^{-9}$	4	290
>-20	19	1,3	16	$0,6p'_c$	$0,8 \cdot 10^{-9}$	4	356



Figur 8- Sammenstilling målt permeabilitet bestemt ved CRS ødometerforsøk på prøver fra Sørenga og Bjørvika (fra NGI arkiv)

Målte poretrykk, setninger og deformasjoner

Tilstanden frem til tidlig på 1970-tallet

De eneste vesentlige byggeaktiviteter fra andre verdenskrig og frem til 1970 innen det aktuelle området har vært utfylling av bukta sør for Østbanestasjonen og noe forlengelse av Bjørvika utstikkeren og Sørenga kaia. Dette var derfor en periode hvor man kan anta at det var ganske "naturlige" forhold i store deler av området, med unntak av nærmest der de siste utfyllingene var foretatt.

Før poretrykkene ble påvirket av senere anleggsvirksomhet har poretrykksmålere ved berg vist en normal stighøyde i området tilsvarende fra ca. kot +0,7 til +2,5, med de høyeste verdiene lengst fra sjøen. Det foreligger lite data mht nivå av øvre grunnvannsspeil. Nærmest sjøen vil grunnvannstanden pga ganske grove fyllmasser antagelig omtrent tilsvare havvannstanden. Enkelte målinger og observasjoner fra nyere tid kan tyde på at nivået ligger omkring kote +1.0 til +1.5 langs Schweigaardsgate ca. 150 m fra sjøkanten.

I nært samarbeid med NGI laget Røste og Sander (1971) i sitt diplom arbeid ved NTH en sammenstilling av det meste av hva som fantes av data vedrørende setninger på terreng og bygninger i de sentrale deler av Oslo sentrum. Dataene viste for de aller fleste bygg og steder en tilnærmet konstant opptredende setningshastighet over måleperioden, som for de fleste bygg var fra tidlig på 1950-tallet til 1970.

Bearbeiding av dataene viste en klar sammenheng mellom setningshastighet og dybder til berg som oppsummert i tabell 2. Verdiene er normalisert pr. 10 m mektighet av det marine leirlaget. Spesielt for bygg er det en tendens til at denne normaliserte setningshastigheten avtar noe for store fjelldybder, noe som antagelig primært skyldes lastspredning.

Tabell 2- Typiske "naturlige" setningshastigheter pr. 10 m dybde til berg i Oslo sentrum (basert Røste og Sander, 1971)

Objekt	Setningshastighet (mm/år) pr. 10 m til berg
Bygninger	0,5 til 2,0
Frittliggende oppfylt terreng	0,45 til 0,85

Basert konvensjonell krypteori vil det forventes at en naturlig leiravsetning som ikke er utsatt for noen spenningsendringer og er flere tusen år gammel ikke lenger vil utvise kryptsetning av noen vesentlig størrelse (mindre enn 1/100 av hastighetene i tabell 3).

Årsaken til de observerte setninger er derfor primært spenningsendringer som følge av oppfylling og bygningslaster. Røste og Sander (1971) påpeker imidlertid korrekt at pågående landheving i Oslo området på typisk ca. 5 mm/år, vil innebære en viss relativ reduksjon av poretrykk og derved også noe økning av effektivspenninger. De anslo på den bakgrunn at det for ubelastet terreng over havflaten kunne inntreffe setninger tilsvarende ca. 0,25 mm/år pr.

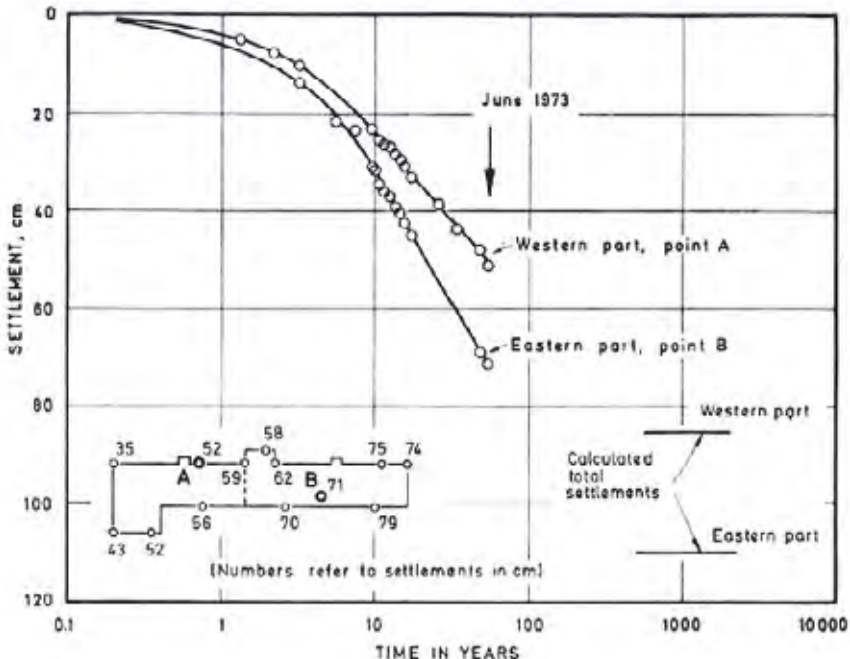
10 m leirtykkelse som følge av landhevingen. (Merk at dette er setning relativt bergoverflaten).

Basert såkalte Insar radar data (radar målinger fra satellitt), sammenstilte NGU tolkede setningshastigheter i Oslo området for perioden 1992-2001 (NGU, 2004). For det aktuelle området viser dataene setningshastigheter som samsvarer godt med hva Røste og Sander kom frem til.

For Oslo Jernbanetollsted som ligger mot Schweigaardsgate foreligger det god dokumentasjon av setningsforløpet helt fra bygget ble oppført i perioden 1919-24 og frem til ca. 1973, dvs. over en periode på ca. 50 år. Resultater har vært sammenstilt og vurdert av Andersen (1968) og Andersen og Clausen (1974).

Grunnundersøkelser på tomten viser typisk 3 m med fyllmasse over leiravsetningene, og dybder til berg på ca. 80 m. Bygget, som er ca. 21 m bredt og 120 m langt, er fundamentert på en massiv betongplate som hviler på 9 m lange trepeler. Den vestre del av bygget er anslått å gi en netto setningsgivende tilleggs last på grunnen på 50 kPa, mens den er 90 kPa for østre del.

Figur 9 viser typisk målt setningsforløp for de to delene. I 1973 var målt setningshastighet typisk 3,8 mm/år for vestre del og 5,6 mm/år for østre del. Data fra NGU's Insar målinger (NGU, 2004) viser setningshastigheter i perioden 1992-2001 av omtrent samme størrelse.



Figur 9- Typisk målt setningsutvikling for Oslo Jernbanetollsted i perioden 1914-1973 (fra Andersen og Clausen, 1974)

NSB har også fra gammelt av målt setninger inne på selve sporområdene. I perioden 1932-38 viste eksempelvis målinger på perronger ca 50 m øst for Akerselvas kulvert setningshastigheter på 25-37 mm/år, med avtagende tendens gjennom perioden. Dette var altså ca. 80 år etter at jernbanen ble satt i drift. I perioden fra omkring 1986 -2001, ca. 50 år senere, viste målinger på sporene stort sett setningshastigheter på fra ca. 7 til 13 mm/år, og størst i østre del hvor terrenget (sporene) ligger høyest.

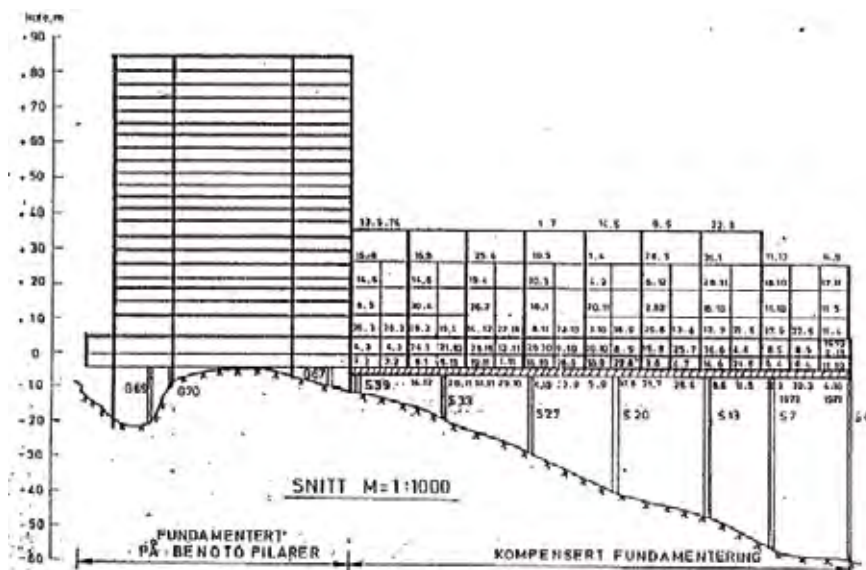
Effekt av byggegropen og anlegg i perioden ca. 1970-2005

Det etterfølgende beskriver kun målinger knyttet til noen få utvalgte prosjekter.

Postgirobygget

Postgirobygget med høy- og lavblokk ble oppført i perioden 1973-1975. Figur 10 viser et lengdesnitt av bygget. UK kjellergulv i bygget ligger på ca. kote -7.2, ca. 9,5 m under terreng. Byggegroppen ble utført med innvendig avstivning. Høyblokken ble fundamentert med peler/pilarer til berg. Lavblokken er direkte fundamentert.

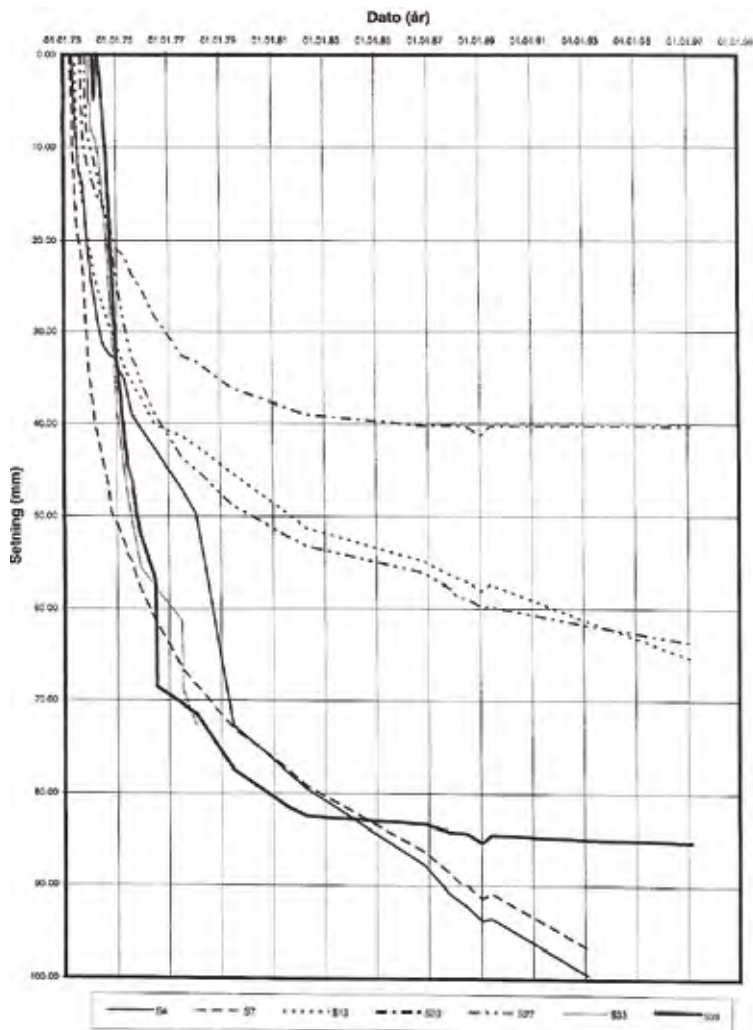
Byggegroppen må antas å ha medført en viss drenering og setninger i byggetiden, men det er foreløpig ikke sett etter data i den sammenheng. Det er imidlertid utført setningsmålinger på lavblokken helt fra start av støp bunnplate og videre helt frem til 1997. Figur 11 viser måleresultater for målepunkter plassert som vist i fig. 10. Setningene i starten (første 2-3 år) kom parallelt med at bygget ble oppført, og utgjorde da ca. 20-60 mm. Ved slutten av måleperioden har setningene økt til 40-110 mm. Setningene viser en entydig og klar økning med dybde til berg.



Figur 10- Lengdesnitt Postgirobygget (etter NGI, 1997)

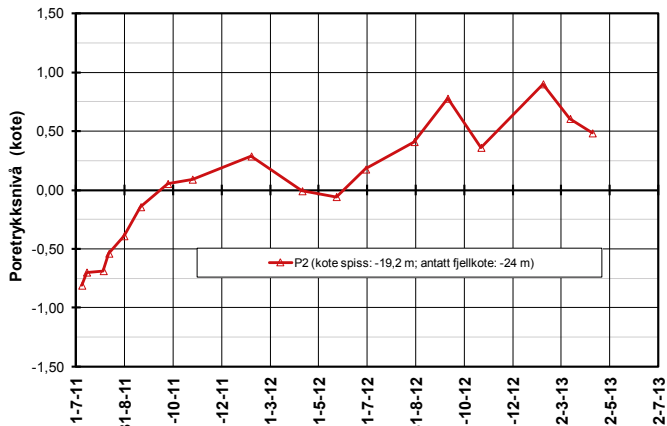
I øst der dyden til berg er størst (ca. 60-70 m) er setningshastigheten mot slutten av den 22 år lange måleperioden på omkring 3 mm/år, og ca. 1.6 mm/år der dybden til berg er ca. 30 m. Dette er omtrent tilsvarende som for naturlig ubelastet terreng i området. I denne sammenheng kan det nevnes at byggets egenlast utgjør et grunntrykk på ca. 105 kPa. Med nyttelaster kommer det kanskje opp mot 140 kPa. Til sammenlikning utgjør vekt av utgravet masse rundt 170-175 kPa.

Til tross for en netto avlastning på 30-35 kPa pågår det altså setninger. Tidligere oppfylling på havbunnen innebærer en terrenglast på ca. 35-45 kPa. Etter at bygget ble oppført er altså spenningene i jorda fortsatt noe større enn hva de var før oppfylling. Overslagsmessige beregninger tyder på at setninger som følge av re-belastning eller re-konsolidering for bygningslasten skulle stort sett vært avsluttet der fjelldybden er ca. 30 m, men det kan gjenstå noe etter 22 år der det er størst dybde til berg. Setningshastighetene etter 22 år er likevel større enn hva man skulle forventet.



Figur 11- Målte setninger lavblokk Postgirobygget i perioden 1974-1997 (etter NGL, 2001)

I forbindelse med planlagt rivning av lavblokken (Postterminal bygget) og oppførelse av nytt bygg til erstatning, ble det sommeren 2011 satt ned en ny poretrykksmåler ved berg på kote -24. Som vist i fig. 12 er det registrert lav stighøyde tilsvarende kote -0,6 da måleren ble installert, men stighøyden har øket noe etter det. Stighøyden er likevel fortsatt lavere enn normalt (antatt +2.5). Et nylig oppført bygg mellom Oslo Jernbanetollsted og jernbanesporene, og eventuelt Barcode utbyggingen (se senere) kan være årsaken til disse lave trykkene og at de fortsatt er lavere enn normalt.



Figur 12- Målt poretrykk ved berg ved Postterminal bygget fra juli 2011

Hotell Opera og Oslo Atrium

Det var de første byggene som ble oppført syd for Sentralstasjonen. De ligger parallelt med spor 19, mellom Flytogterminalen og Nylandsvegen bru. Byggegroppen for Parkeringshuset ble utført først. Den ble sikret med spunt, avstivet i vest med fjellstag, i nord med løsmassestag / innvendig stivere, i øst med stag til Akerselva kulvert og uavstivet i sør (Hjortese, 1998). Gravenivå var kote -5. P-huset er fundamentert på rammede stålpeleer. Det ble ikke målt poretrykk rundt gropa under anleggsperioden. Det ble ikke registrert setninger av betydning på nærliggende bygg.

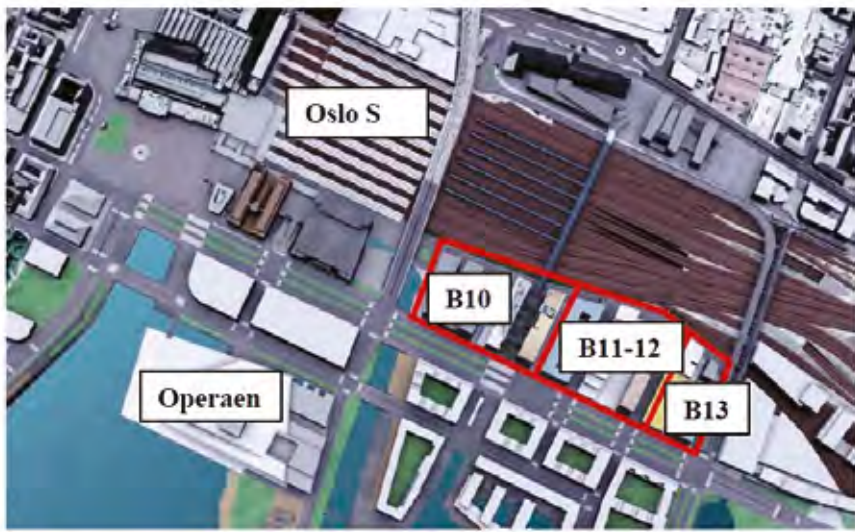
Thon Hotell Opera og Oslo Atrium er delvis fundamentert på P-huset og delvis på rammede stålpeleer (de deler av byggene som stikker utenfor P-huset). Byggene har kun en grunn kjeller. I forbindelse med byggingen av Oslo Atrium ble fundamenteringen av P-huset forsterket med noen stålkernepeleer.

Effekt av utbyggingen etter 2005

Barcode B10

Figur 13 viser plassering av Barcode- rekken, tett på sporområdene inntil Oslo S og avgrenset mot den nye Dronning Eufemias gate i syd. Barcode 10 byggene har bare 2 kjellernivåer. Traubunn lå typisk i 5,5m dybde. Byggegroppen ble utført med svevespunt som primært ble avstivet med løsmassestag, men med noe innvendig avstivning mot øst og stag til berg på vest. Byggene er stort sett fundamentert på rammede stålpeleer, men noe stålkernepeleer ble brukt enkelte steder der berget hellet bratt.

NGI er ikke kjent med at det har vært gjort noen målinger av poretrykk eller setninger i forbindelse med utførelsen. Setninger som direkte følge av forskyvning av spuntveggen må likevel forventes å være beskjedne, kanskje inntil 0,5 % av gravedybden, eller 2-3 cm. Boring for stag og ståljernepeler kan ha utløst noe setninger i tillegg.



Figur 13- Oversiktskart med plassering av Barcode 10-11c (fra Eigeland og Berger, 2009)

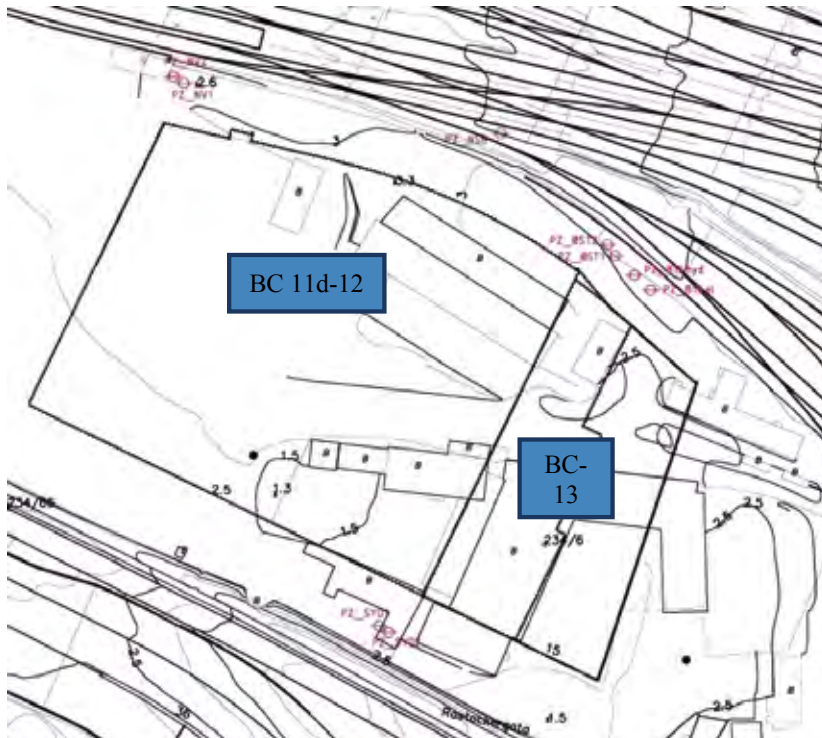
Barcode B11d-B12

Figur 13 og 14 viser beliggenhet av byggegropene for Barcode (BC) 11d-13 byggene. Den dekker totalt sett et areal på ca. 70x130 m. Traubunn ligger på ca. kote -7, men lokalt noe dypere. Bergoverflaten varierer stort sett mellom kote -20 og -40 langs spuntveggen og områdene nærmest gropa. Det er anvendt spunt til kote -14/-16 men med stylder til berg. Leira ble stabilisert med KS-ribber til 10 m dybde under traubunn. Spuntveggen har utvendig stagavstivning i 4 nivåer hvorav det øverste er et løsmassestag, fig. 14.

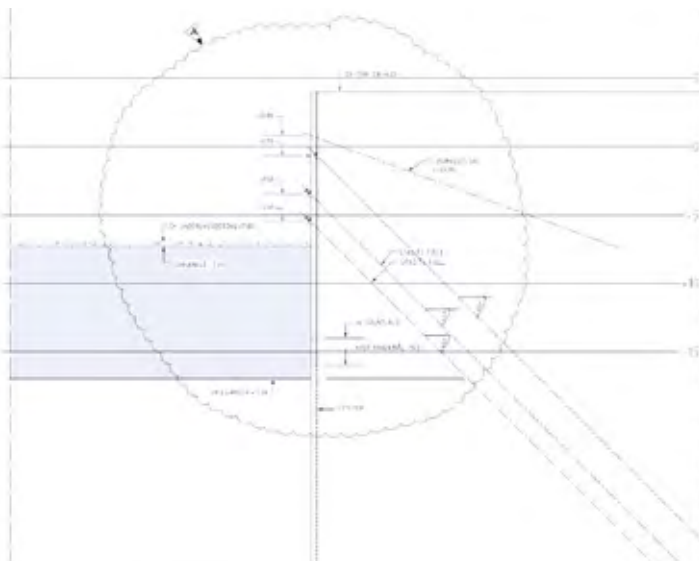
Hele byggegropa for BC11d – BC12 var utgravd til planum og underbetong støpt i kontakt med spuntveggen 01.07.2009. I perioden fra sommeren 2009 og fram til sommeren 2011 har det primært pågått arbeider knyttet til boring av ståljernepeler og RD-peler sentralt i byggegropa.

Våren 2011 ble arbeider med byggegropen i område BC13 startet opp, fig.14. Vestre del av BC13 var ferdig utgravd og arbeidsdekket støpt ca. 01.03.2012. Boring av peler ble avsluttet i juni 2012. Fram til oktober 2012 har det pågått betongarbeider/oppføring av kjeller i den vestre delen av B13.

Før utbygging av BC11d-13 startet ble det i september 2008 satt i gang måling av poretrykk og setninger. Alle data og figurer presentert i det etterfølgende er hentet fra Multiconsult (2013).



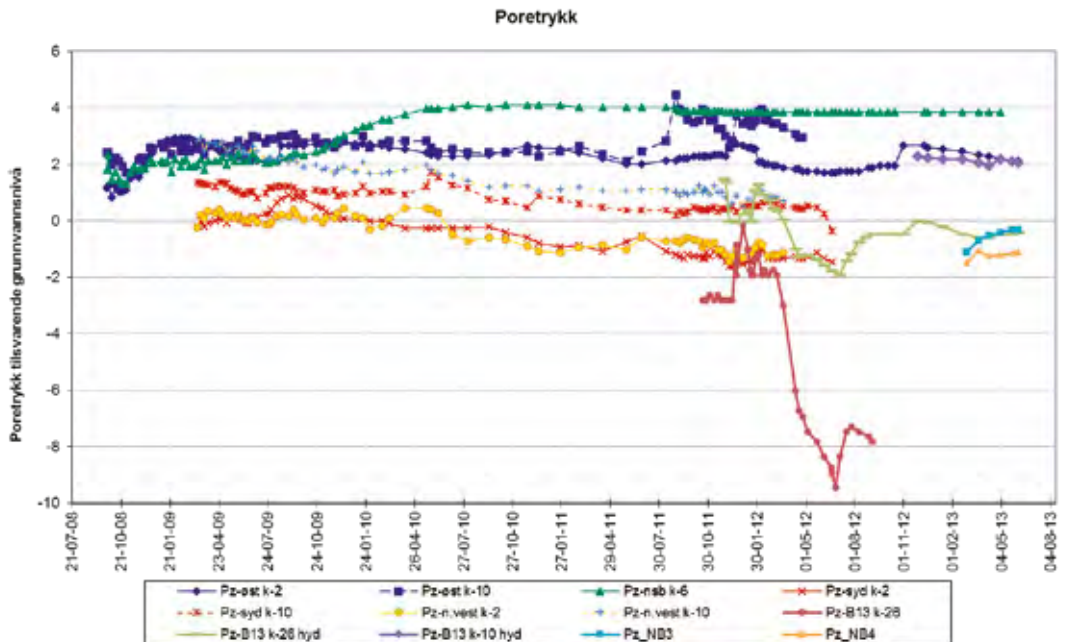
Figur 14- Oversiktskart med plassering av Barcode 11-13 og piezometre (etter Multiconsult, 2013)



Figur 15 – Typisk snitt Barcode 11d-12 (fra Multiconsult)

De fleste poretrykksmålerne (fig. 14), ble etablert med spissen i hhv. 6 m og 14 m dybde, tilsvarende kote -2 og kote -10. Måleren i NSBs sporområde (PzNSB) er etablert med spissen på kote -6. Det ble høsten 2011 satt ned 2 nye poretrykksmålere med spissen til berg på kote -26, en hydraulisk og en elektrisk. I oktober 2012 ble en ny måler ved kote -10 nord for område B13 installert.

Figur 16 sammenstiller målte poretrykk i form av stighøyde på vannsøylen. De fleste av målerne som står i leira viser en fallende tendens etter at de ble installert. Opprinnelig stigenivå i leira målt høsten 2008 (antatt uten påvirkning fra byggegropene), synes å ha ligget mellom kote +1.5 og +3.0. Høsten 2011, før oppstart av BC12 gropen, viser 4 av målerne (*Pz-n.vest k-2* og *-10*; *Pz-syd k-2* og *-10*) et vesentlig lavere nivå, fra ca. kote -1 til +1,0 m. Det antyder at byggegropen har medført et redusert poretrykk i leira tilsvarende ca. 15-40 kPa mellom kote -2 og -10.



Figur 16 - Sammenstilling av målte poretrykk (stighøyder), Barcode 11-13 (fra Multiconsult, 2013)

Måler *Pz-nsb k-6* viser en gradvis og merkelig stigning på 2 m fra ca. juli 2009 til juni 2010, og legger seg på kote +4.0 etter dette. Dette kan bero på feil, for eksempel at filteret er gått tett, eventuelt forårsaket av setting av øvre rad med injiserte løsmassesteg. De to øvrige målerne *Pz-øst k-2* og *-10* viser relativt liten endring i forhold til opprinnelig, men likevel noe fallende trend på 0,5 til 1 m stighøyde.

De to nye målerne (*Pz-B13-k-26*) satt ned ved berg viser svært stor forskjell i stigenivå (fra ca. +2/-3 m ved start måling til -2/-8 m i senere tid). Dette beror antagelig på feil ved en eller begge målere. Begge målerne viser en klar reduksjon som følge av BC13 groppa. Laveste nivå

registrert ved den elektriske måleren ligger på kote -9, tilsvarende 2 m under nivå traubunn hvilket kan synes urimelig.

I slutten av februar 2013 satte Multiconsult ned to nye poretrykksmålere ved berg på østsiden av siste byggetrinn, merket *Pz_NB3* og *NB 4* i fig. 15. Disse viste stighøyde på rundt kote -1. Dette er høyere enn forventet, og gjør det mer usikkert hvordan poretrykkspåvirkningen ved berg har vært gjennom hele Barcode utbyggings perioden.

Det er utført måling av horisontal- og vertikaldeformasjoner på jernbanespor, kulvert, kontaktledningsfundamenter og plattformer i x-, y- og z-retning i en rekke punkter. Ved utgraving for montering av øvre stagrad i BC11d-12 sommeren 2008 ble det registrert deformasjoner av spuntveggen og sprekker i asfalten. Systematiske setnings og deformasjonsmålinger ble først igangsatt etter dette.

Utførte målinger av vertikal- og horisontaldeformasjoner på jernbanespor, kontaktledningsfundamenter og plattformer nærmest byggegropa har vist vesentlig større setninger og setningshastigheter enn det vanlig erfaringsgrunnlag skulle tilsi. Figur 17 viser et typisk målt setningsforløp og horisontalforskyvninger for målepunkt S7 på jernbanespor plassert sentralt nord for BC11d-12 gropa i ca. 15 m avstand fra byggegropen.

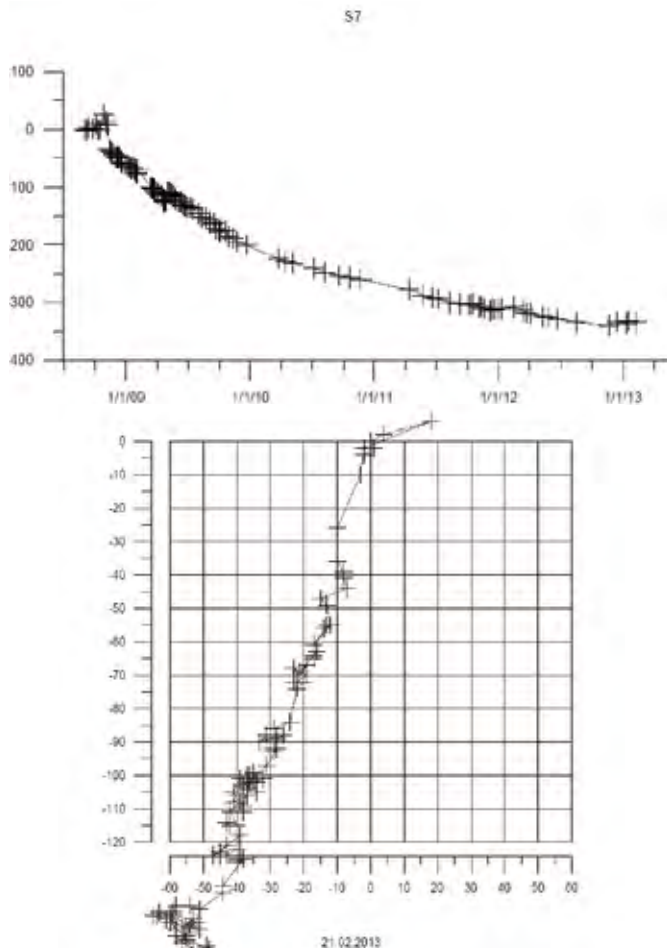
Setningene nådde ca. 15 cm når BC 11d-12 byggegropa var ferdig utgravet, men har fortsatt å øke etter det. De siste 2 årene, etter at kjelleren var oppe har det vært en ganske jevn setningshastighet tilvarende ca. 33 mm/år, og setningen nådde 340 mm ved utgangen av 2012.

Målte horisontale forskyvninger har også vært store, og nådde ca. 150 mm i retning gropa ved utgangen av 2012, dvs ca. halvpert av målt setning ved det samme punktet. For øvrige målepunkter er det også et typisk gjennomgående trekk at målt maksimal horisontalforskyvning utgjør 35 til 50 % av målt setning.

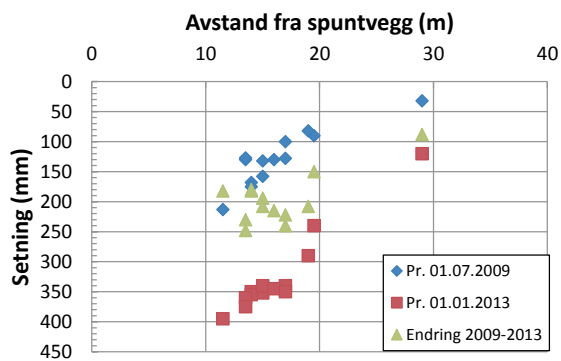
Selv om setningshastighetene generelt har vært jevne eller noe avtagende de siste to årene, var de fortsatt meget store ved utgangen av februar 2013. For alle målepunktene på nærmeste spor og kontaktlednings-fundamenter (innen ca. 13-16 m avstand fra gropa) er setningshastigheten siste 2 år typisk 30 til 55 mm/år.

Både setninger og setningshastigheter viser en klar tendens til å avta med avstand fra byggegropen. Figur 18 viser eksempelvis fordeling av setninger med avstand fra byggegrop. Det fremgår tydelig at setningene avtar nærmest lineært med avstanden fra byggegropen, og nærmer seg null ca. 40-50 m fra spuntveggen. Det kan likevel ikke utelukkes at setningene avtar mer asymptotisk ved avstander større enn 30 m. Naturlig terrengsetning på sporområdene i dette området er målt til ca. 6-12 mm/år, under 20 % av målt setningshastighet nærmest BC 11d-12 gropa i 2012.

Etter at forankringsstagene til fjell ble installert og arbeidsdekket på traubunn var støpt er det rimelig å tro at det ikke har inntruffet horisontaldeformasjoner av betydning på selve spuntveggene. Horisontaldeformasjonene som er målt på terrenget etter dette har derfor antagelig samme årsaksforhold som de stadig pågående setninger.



Figur 17 - Målte terrengsetninger (øverst) og horisontalforskyvninger(nederst) for målepunkt S7 på jernbanespor. Alle tall i mm (negative verdier er horisontal forskyvning mot syd og vest. (Etter Multiconsult, 2013)

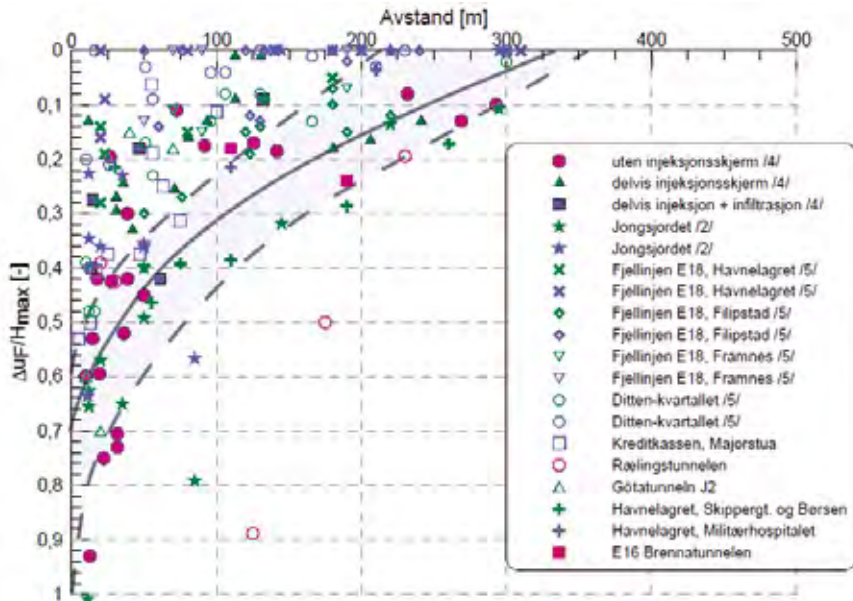


Figur 18- Målt setning som funksjon av avstand fra byggegrøp, Barcode 12

Vanlige erfaringer med byggegropen som har rimelig god sikkerhet, som også skulle være tilfelle her, tilsier maksimale horisontale forskyvninger av spuntveggen tilsvarende 0,5 til 1 % av byggegropens dybde. Uten andre årsaker enn deformasjoner av spuntveggen, vil maksimal setning av terreng normalt være helt tilsvarende, dvs ca. 50 til 100 mm. Det er under 1/3 av hva som er målt så langt i foreliggende tilfelle.

Årsakene til de store setningene må derfor være andre påvirkninger fra byggegropen. Dette kan være en eller flere av følgende forhold:

1. Stagboring medfører et potensial for både forstyrrelse av leira nær staghullet og at det under boring/spyling fjernes mer masser enn tilsvarende diameter på staget som settes igjen. Det siste er spesielt aktuelt ved innboring gjennom sandige masser og videre inn i berg. Re-konsolidering av forstyrret leire vil gi volumendringer og setninger, og det samme gjør uønsket stort masseuttak.
2. Staghullene vil også kunne skape drensveier både under og etter boring og inn-gysing i berg. Potensielt drensnivå vil i verste fall kunne tilsvare nivå på staghull gjennom spuntveggen, som i foreliggende tilfelle ligger på kote -4,5 m for nederste stegrad.
3. Byggene er fundamentert på stålkjernepeler eller borede stålrørpeler satt fra traubunn. Det er vel kjent at lekkasje av grunnvann ofte vil opptre under slike boringer, og at det gjerne medfører at poretrykket ved berg synker til nivået de bores fra (dvs ca. kote -7 i foreliggende tilfelle). Når man borer for peler mot et poreovertrykk ved berg relativt bunnplaten, er det også fare for at det dannes en permanent drensvei opp langs utsiden av pel/foringsrør. Poretrykkene vil derfor kunne holde seg lave helt til bunnplate og kjellerveger er på plass og vanntrykket har re-etablert seg til opprinnelig nivå rundt disse konstruksjonene. Det er mulig at dette ikke vil skje før også kjellerne BC-13 byggene er ferdig oppført og tette.
4. Når poretrykkene ved berg i eller nær en byggegrop er redusert, vil en slik reduksjon kunne spre seg ut til ganske stor avstand fra byggegropen. Dette har vært godt dokumentert av blant annet Karlsrud (1990), Bråthen et al. (2004), og NGI (2013). Figur 19 viser sammenstilling av erfaringsdata i den sammenheng. Det tilsier at man har en potensiell influensavstand på fra ca. 100 til 300 m fra byggegropen.
5. En medvirkende årsak kan også være at man "mister" noe av leiras tilsynelatende forkonsolideringstrykk bak spuntveggen i soner der leira når en bruddtilstand. Dette er et tema det er gjort lite forskning på, så det er for øyeblikket ikke mulig å kvantifisere en slik effekt.

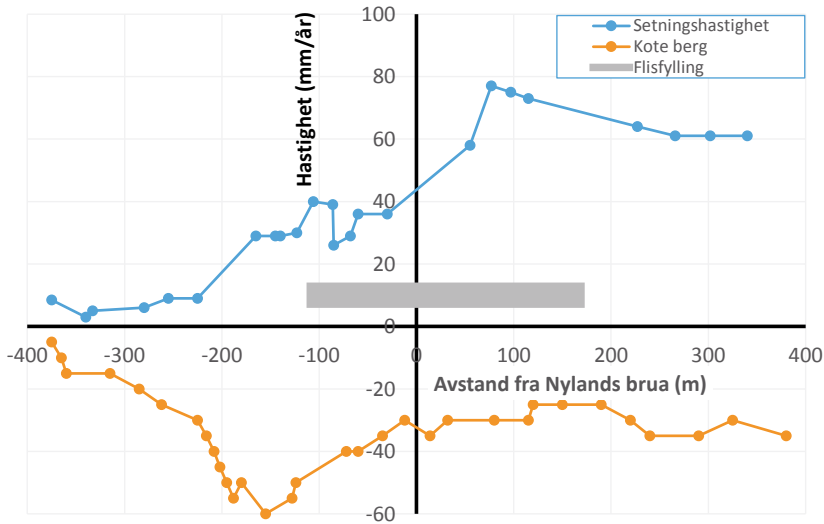


Figur 19 – Normalisert poretrykksreduksjon ved berg i forhold til avstand fra byggegrop - H_{max} er dybde byggegrop under grunnvannstand. (fra NGI, 2013)

En interessant observasjon i sammenheng med pkt.4 over er at rett før arbeidene med en byggegrop i Schweigaardsgate 21-23 ble igangsatt i 2011, ble det målt poretrykk tilsvarende stighøyde på bare kote -2,5 til -3,0 rett på nordsiden av sporområdene. Normalt nivå her burde ligge på minst kote +1,5 til +2,0. Målingene tyder derfor på 4 til 5 m reduksjon av normalt trykknivå ved berg. Målerne ligger ca. 100 m fra BC11d-12 gropa, og det er nærliggende å tro de var påvirket av denne. Basert på fig. 19, ville disse dataene fra Schweigaardsgate kunne tilsi at det var en trykkreduksjon på omkring 10 m nærmest B11d-12 gropa i juli 2011. Installasjon av flere piezometre ved berg i hele området er nødvendig for å avklare om dette virkelig er tilfellet.

Setninger langs Dr. Eufemias gt.

Den nye Dronning Eufemias gate skal gå fra forlengelsen av Prinsens gate i vest og frem til Bispegata. Det vil si den følger sydsiden av Opera hotellet og de nye Barcode byggene. I forbindelse med prosjektering av gaten tok Geovita initiativ til systematisk nivellering av terreng i området. Som et eksempel viser fig.20 midlere setningshastigheter målt i 2011 sett langs et profil som går fra vest mot øst. Nullaksen ligger i Nylandsgata bru (som munnet ut i Bispelokket). Den nederste kurven viser kote bergoverflate langs profilet.



Figur 20- Setningshastigheter målt langs nordsiden av Dr. Eufemias gate i 2011

Selv om setningene i en viss grad kan være påvirket av noe oppfylling av terreng utført i forbindelse med de ulike nybyggene, er det en markant økning i retning øst, og som når sin maksimalverdi rett på utsiden av Barcode 11-12d gropa. Hastighetene er her helt tilsvarende som målt på nordsiden av gropa. I figuren er det også lagt inn der det er påvist flisfylling av noen betydning (fra fig. 7). Det tyder på at flisfyllingen i toppen ikke har medvirket noe vesentlig til de observerte setninger.

Beregnete setninger og horisontaldeformasjoner

Konvensjonell 1 D modellering

Det er utført setningsberegninger med programmet Geosuite med jordmodell "KRYKON", som baserer seg på Janbu (1963) for modellering av modulforløp under primærkonsolidering og Svanø og Emdahl (1987) for modellering av kryptsetninger. Modellen legger til grunn at krypt skjer parallelt med primærsetningene.

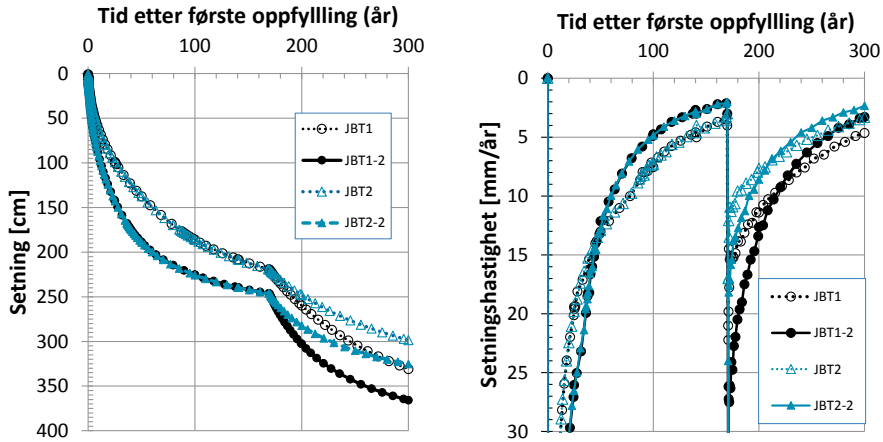
Oslo Jernbanetollsted

I beregningene er det antatt at første terrengoppfylling i området fra ca. kote -2 til +1 skjedde omkring 1750 og tilsvarer en enhetslast på 45 kPa. I følge Andersen og Clausen (1974) ble terrenget hevet med ca. 0,5 m kort tid før byggingen startet. Bygget i seg selv ble anslått å gi netto tilleggs last på henholdsvis 50 kPa for vestre del og 90 kPa for østre del. I beregningene er det tatt hensyn til lastspredning med dybden for disse bygningslastene.

I de etterfølgende figurer betegnet JBT1 vestre del og JBT2 østre del av bygget. I første beregning ble det anvendt setningsparametere som oppgitt i tabell1. Disse første beregningene gav noe senere setningsutvikling enn målt gjennom de første 50 årene av byggets levetid. Det

ble derfor gjort et nytt sett analyser der permeabiliteten ble økt med en faktor på 2. En slik permeabilitet ligger fortsatt innenfor variasjonsspekteret for permeabilitet antydnet i fig. 3. Disse beregningstilfellene er kalt JBT1-2 og JBT2-2 i figurene under.

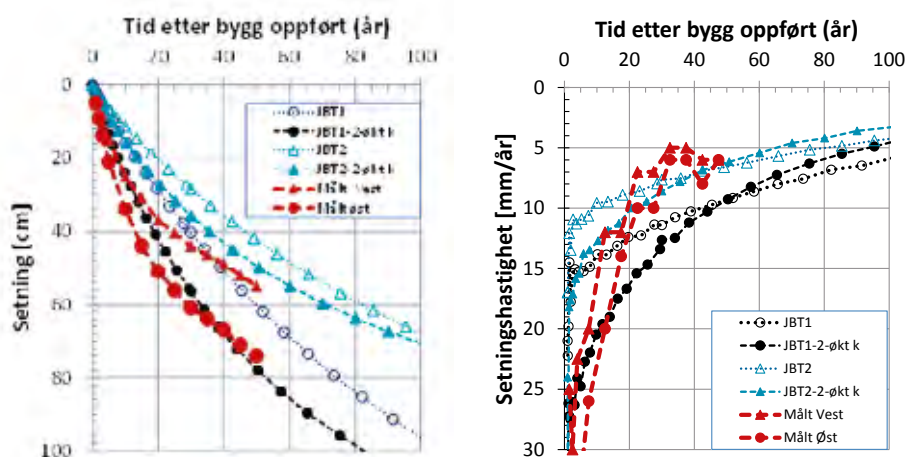
Figur 21 viser beregnet setningsforløp fra første oppfylling og videre fremover. Kurvene til venstre viser tid-setning, men kurvene til høyre viser utvikling av setningshastighet. Knekkene i kurvene ved $t = 170$ år kommer når bygget ble oppført mellom 1919 og 1924.



Figur 21 – Beregnet setningsforløp for Oslo Jernbanetollsted fra start oppfylling. Bygningslasten er påført i 1923, ca. 170 år etter at området først ble oppfylt.

Figur 22 viser de samme beregnede setninger men nullstilt ved det tidspunkt byggene ble oppført. Her er det også vist typisk målte setninger for østre og vestre del. Målinger og beregninger med den økte permeabiliteten viser rimelig bra overensstemmelse med hensyn til totale setninger gjennom de 50 årene og setningshastigheter mot slutten av denne perioden. Men beregnede setninger er noe for små i tidlig fase og noe for store i siste fase.

Det vil antagelig kunne la seg gjøre å få bedre overensstemmelse mellom målte og beregnede verdier gjennom hele perioden ved å justere på setningsparametere. Eksempelvis vil bruk av en permeabilitet noe mellom de to settene kunne gi et bedre samsvar i starten. Endringer i OCR, kompressibilitet og kryppparametere vil også kunne gjøres for å gi bedre tilpasning. Men uten å vite mer om fordeling av setninger og eventuelle resterende poretrykk med dybden kan det gi et falskt inntrykk å velge parametere som bare samsvarer med målt setning på overflaten. Det er derfor foreløpig ikke valgt å gjøre endringer i parametere benyttet i etterfølgende beregninger. Det vil NGI eventuelt komme tilbake til på senere tidspunkt når eventuelle anbefalte supplerende grunnundersøkelser og måleprogram er utført.



Figur 5.1.4 - Beregnet og målt setningsforløp ved Oslo Jernbanetollsted i tiden etter bygget ble oppført

Sporområdene nord for Barcode

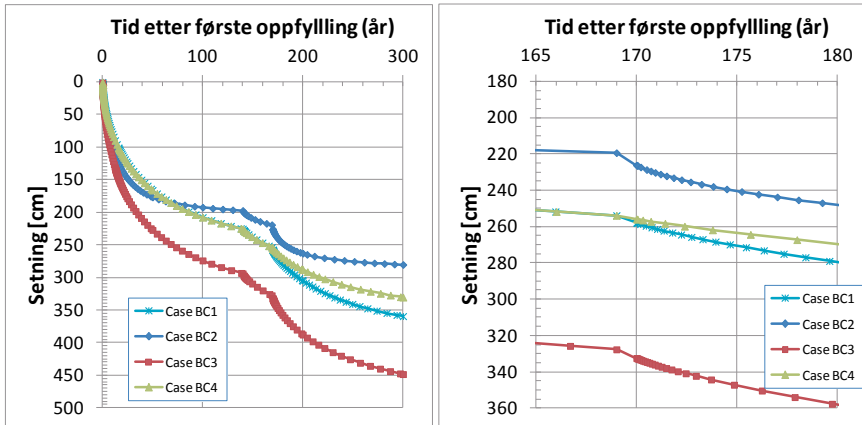
I beregningene er setningsutviklingen i sporområdene forsøkt modellert helt fra start av første oppfylling av området. Lasttrinn som angitt i tabell 3 er derfor lagt inn i beregningene. Tiden her refererer seg til start av antatt hovedoppfylling i sporområdene antatt 170 år tilbake i tid. Siste lastendring ved $t=170$ år er antatt poretryksreduksjon ved berg som følge av BC11d-12 gropen på 80 kPa. Det gjelder for alle tilfeller unntatt BC4, hvor reduksjonen er satt til 40 kPa, jf. tabell 3.

For de ulike tilfellene som er regnet på til nå er mektigheten på leirlaget variert fra 20 til 80 m som vist i tabell 4. Det er antatt at poretrykket etter full konsolidering vil øke lineært fra null i toppen til angitt reduksjon ved berg.

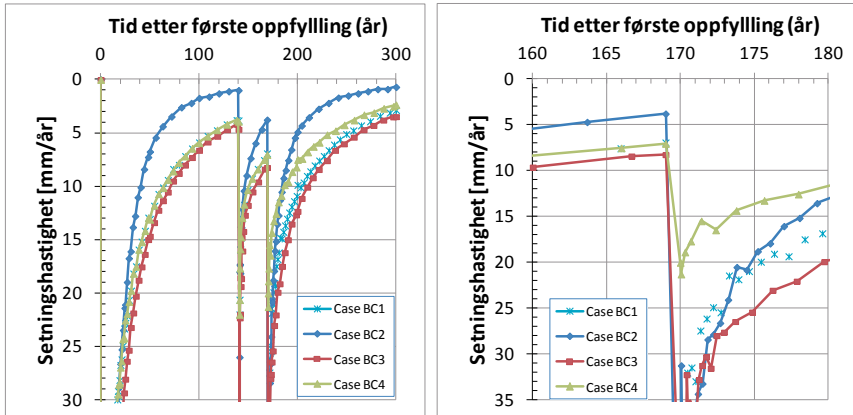
Tabell 3- Lastendringer påført over tid

Tid (år)	Ca. årstall	Endring
0	~1840	Fylling med $q=65$ kPa
140	~1970	Justering av fylling til $q=85$ kPa
169-170	~2010	Reduksjon av poretrykk ved berg med 80 (40) kPa
>170	Etter 2010	Konstante forhold

Beregnet setningsforløp fremgår av fig. 23. Hele forløpet er vist til venstre i figuren, mens høyre del viser i mer detalj hva som skjer når poretrykket ved berg reduseres i siste lasttrinn. Figur 24 viser tilsvarende, men i form av setningshastighet uttrykt i mm/år. De viktigste resultatene er ellers oppsummert i tabell 4.



Figur 23 - Beregnede setninger mot tid for sporområder nær Barcode byggene for 4 ulike tilfeller. Tid $t = 0$ er her når utfylling av området antas å ha startet omkring 1840 i dette området.



Figur 24 - Beregnede setningshastigheter mot tid for sporområder nær Barcode byggene for 4 ulike tilfeller. Tid $t = 0$ er her når utfylling av området antas å ha startet omkring 1840 i dette området.

Tabell 4- Sammenstilling av lasttilfeller og beregnede setninger som følge av poretrykksreduksjon ved berg for sporområde nord for Barcode

Tilfelle	Dybde berg (m)	Poretrykksreduksjon Δu_b (t=170 år) (kPa)	Tilleggssetning etter 3 år (t=173 år) (cm)	Setningshastighet Etter 3 år (t=173 år) (mm/år)
BC1	40	80	10	25
BC2	20	80	14	28
BC3	80	80	11,5	31
BC4	40	40	5	16

De siste årene før påføring av siste lasttrinn tilsvarer beregnet setningshastighet fra 3,8 til 8 mm/år, hvilket er av samme størrelsesorden som hva typisk er målt i denne del av sporområdene forut for BC utbyggingen.

Effekten av redusert poretrykk på 80 kPa ved berg gir i løpet av 3 år en tilleggssetning på 65 til 125 mm. Totale målte setninger i løpet av 3 år er ca. 350-400 mm nærmest BC11d-12 gropa. Av dette kan inntil ca. 100 mm skyldes innpressning av spuntvegg. Det gjenstår da ca. 125 til 235 mm setning som antagelig er forårsaket av andre årsaker enn drenering ved fjell og forskyvning av spuntvegg.

Beregnet setningshastighet 3 år etter påført poretrykksreduksjon på $\Delta u_b = 80$ kPa er 26 til 33 mm/år. Det ligger nær de 35-50 mm/år som er målt nærmest BC11d-12 gropa. For $\Delta u_b = 40$ kPa er denne setningshastigheten redusert til det halve.

Som en foreløpig konklusjon på setninger induert i sporområdene nord for B11d-12 gropa ser det ut til at poretrykksreduksjon ved berg delvis kan forklare hvorfor setningene er blitt vesentlig større enn hva som man kan forventes forårsaket bare av spuntveggs horisontalforskyvning inn mot gropa. Stagboring kan også ha bidratt til betydelige setninger gjennom forstyrrelse av leira og uønsket stort masseuttak.

Dronning Eufemias gate syd for Sentralstasjonen

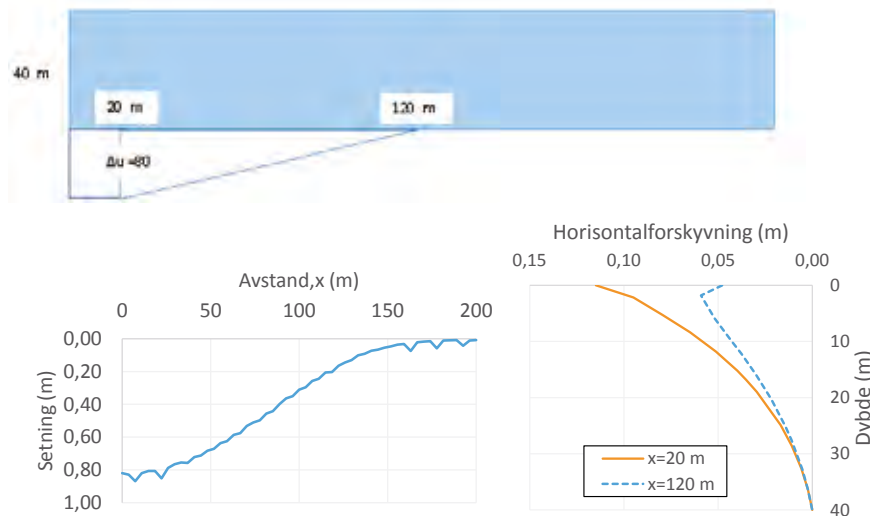
Beregnet setningsutvikling i fig. 23 kan også benyttes for å vurdere setninger i området syd for Sentralstasjonen som sist ble oppfylt tidlig på 1970-tallet. Sjøbunnen i dette området lå antagelig omkring kote -4 til -6 før denne oppfyllingen til ca. kote +2. Det innebærer en påført tilleggslast på ca. 80-90 kPa. I løpet av 40 år vil dette gi en beregnet setning på ca. 150-200 cm og en setningshastighet etter 40 år (dvs i 2012) på ca. 10-20 mm/år. Ved stadig oppjustering av terreng for påløpte setninger kan dagens beregnede setningshastighet være noe større. Dette overslaget er i rimelig overensstemmelse med målte setningshastigheter, som i dette området var 9 til 28 mm/år før Barcode utbyggingen startet. Disse setningshastighetene er størst der det sist ble foretatt terreng justeringer.

En interessant observasjon i tilknytning til forberedende arbeider for Operaen er at administrasjonsbygget for danskebåten da ble revet. Bygget var direkte fundamentert på fyllingen som sist ble lagt ut her tidlig på 1970-tallet. Under rivningsarbeidene ble det konstatert at undergulvet i bygget hadde sunket ca. 2 m i forhold til opprinnelig nivå. Det er i god overensstemmelse med de setninger som er beregnet etter 40 år for en oppfylling med tilleggs last på 80 kPa (fig. 23).

Modellering i 2D

Det er foreløpig bare utført en enkel 2D modellering for å vurdere om eller i hvilken grad volumendringer som følge av poretrykksreduksjon også vil kunne forårsake horisontalforskyvninger. Beregningene ble utført for et snitt med horisontal bergoverflate i 40 m dybde, og ved å påføre en poretrykksendring ved berg som avtar fra 80 kPa til null over en avstand på 120 m, fig.25. Leira er pga. av tidligere oppfylling antatt å ha OCR=1. Det er ikke tatt hensyn til kryp, bare primærkonsolidering. Figur 25 viser beregnet setningsprofil og tilhørende horisontalforskyvning i to snitt. Det viser at horisontalforskyvningene i terrengnivå utgjør typisk 15-25 % av terrengsetningen i samme punkt. Dette er noe mindre enn hva som relativt sett er målt på sporområdene nord for Barcode byggene. Det demonstrerer likevel

klart at selv på flat grunn og med jevne grunnforhold vil poretrykksendring og konsolidering også kunne medføre vesentlige horisontale forskyvninger.



Figur 25- Resultat av enkel 2-D modellering av setning som følge av poretrykksendring ved berg

Oppsummerende kommentarer

Ut fra de innsamlede data og utførte beregningene og vurderinger gjort så langt, er det trukket følgende foreløpige konklusjoner:

1. Det meste av de setninger som er registrert i Oslo S området frem til ca. 2008 synes å ha sin helt naturlige forklaring i den oppfylling / utfylling som er gjort i sjøen da områdene først ble etablert, og senere justering av fyllingsnivåer. For bygninger ikke fundamentert til berg bidrar også bygningslasten til de observerte setninger.
2. Den økning i setninger som er registrert etter ca. 2008 i områdene rundt Barcode 11-13 utbyggingen kan bare i begrenset grad skyldes deformasjon av spuntveggen. Den vesentligste årsak ligger antagelig i drenerende effekt av installerte stag, borede peler og ståljernepeler, og derved endringer av poretrykk ved overgangen til berg.
3. Nær Barcode 11-13 gropa kan selve stagboringen, og tilhørende mulig forstyrrende effekt på leira og uønsket masseuttak, også ha bidratt til betydelige setninger.

Det må forventes at den drenerende effekten av Barcode utbyggingen vil avta med tid når siste del av kjelleren i denne byggegropen er ferdig utstøpt og tettet. Setninger utløst av forstyrrende effekt av stagboring kan likevel fortsette over lang tid.

En foreløpig enkel 2-D modellering av effekt av poretrykksendring ved berg som avtar med avstand fra byggegrop bekrefter at dette vil også utløse horisontale forskyvninger som relativt sett er av samme størrelsesorden som det som er målt i sporområdene.

Det ligger i sakens natur at enhver ny endring i belastning på leiravsetningene, i form av oppfylling eller andre inngrep vil kunne gi økede setninger og horisontale forskyvninger. Hele området er i dag spesielt setningsømfintlig fordi leira i dag er i en tilnærmet virkelig normalkonsolidert tilstand, og fortsatt undergår krypsetninger som følge av tidligere påført belastning.

Supplerende grunnundersøkelser, målinger og analyser er planlagt for å verifisere de foreløpige konklusjoner som er trukket.

Det kan til slutt nevnes at arbeidene som ble igangsatt i dette prosjektet dannet en del av grunnlaget for at NGI tok initiativ til Begrens Skade prosjektet som ble igangsatt i 2012.

Referanser

Andersen, K.H. (1968). Geotekniske og ingeniørgeologiske forhold ved Oslo Jernbanetollsted. Analyse av observerte og beregnede setninger, spesielt sekundærsetninger for dette bygg samt bygg i Drammen. Det store eksamensarbeidet 1968, NTH. Også NGI rapport F.361.

Andersen, K.H. og Clausen, C.J.F. (1975). A fifty-year settlement record of a heavy building on compressible clay. Symp. on Settlement of Structures, London 1975. Pentech Press.

Eigeland, A.T., og Berger, A. (2009). Nytt hovedkontor for DnB-Nor Bjørvika. Fundamentering på borede stålrørspeler

Bruskeland et al. (1987). Oslo City- dypkjeller I stål og betong. Fjellspregningsteknikk/Bergmekanikk/Geoteknikk dagen.

Braaten et al. (2004). Observed effects on the pore pressure caused by extensive foundation work at deep excavations in clay, NGM 2004.

Brovold, B. (1993). Kjenn din havn. Utgitt av Oslo havnevesen.

Oslo Havnevesen KF (2011). Maritim kulturminneplan for Oslo havn.

Hjorteset (1998). Nytt P-hus på Oslo S – Første byggegrop I Bjørvika. Geoteknikkdagen 1998

Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by odometer tests and triaxial tests. Proc. 3rd European Conference Soil Mechanics, Wiesbaden 1, 19-25.

Johansen, T. (1990). Eksempler fra nyere byggegrop i Oslo (Fjellinjen, Dittenkvartalet), NIF kurs: Tetting av tunneler, bergrom og byggegrop.

Karlsrud, K. (1990). Forundersøkelser, funksjonskrav og valg av tettestrategi for byggegrop, NIF kurs: Tetting av tunneler, bergrom og byggegrop.

Karlsrud Hernandez (2012). Strength and deformation properties of Norwegian clays from tests on high quality block samples. Innsendt for publisering Canadian Geotechnical Journal.

Kjelstrup, Y. (1954). Oslo havns historietidsrommet inntil 1954. Utgitt av Oslo Havnevesen 1962.

Mesri, G. (2003). Primary and secondary compression. ASCE, Geotechnical Special Publication, 119:122-166.

Multiconsult (2013). Notat RIG108. Barcode B11-B13. Oppfølging og kontroll –Nordenga bru. Målinger og vurderinger pr. februar 2013.

Multiconsult (2013). Notat RIG109. Barcode B11-B13. Oppfølging og kontroll Sporområdet. Målinger og vurderinger pr. februar 2013.

NGI (1997) Postens Eiendomssenter, Byporten, rapport nr. 97011, datert 18.2.1997.

NGI (2002). Byutvikling I Bjørvika og Bispevika. Sammenstilling av teknisk informasjon. Grunnforhold, forurensning, fornminner og konstruksjoner i grunnen. Rapport 20011410-1 datert 26. februar 2012.

NGU (2004). Evaluation of the use of PSInSAR for monitoring of subsidence in Oslo Region. Report No. 2003105.

Røste, K-A. og Sander, L. (1973). En undersøkelse av omfanget av og årsakene til opptredende terrengsetninger i Oslo sentrum. Hovedoppgave NTH .

Svanø, G. and Emdahl A. (1987). KRYKON version 02, A FEM-program for one-dimensional consolidation analysis including creeå effects. SINTEF report No.STF69 F88009.

