

2019

FJELLSPRENGNINGSDAGEN

Oslo, 21.november 2019

BERGMEKANIKKDAGEN

Oslo, 22. november 2019

GEOTEKNIKKDAGEN

Oslo, 22. november 2019



ARRANGØRER:



NFF



NORSK BERGMEKANIKKGRUPPE



NORSK GEOTEKNISK FORENING



FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

Oslo, 21. november 2019

BERGMEKANIKK

Oslo, 22. november 2019

GEOTEKNIKK

Oslo, 22. november 2019

Arrangører:

Norsk forening for fjellsprenningsteknikk, Norsk Bergmekanikkgruppe og Norsk Geoteknisk Forening

Redaksjon:

Stein Bjøru, Hanne Wiig, Vegard Woldsengen, Siri Engen

C Forfatterne, 2019

ISBN: 978-82-8208-070-5

Fjellsprenningsdagen
21. november 2019
Arrangør: *Norsk forening for fjellsprenningsteknikk*

Bergmekanikkdagen
22. november 2019
Arrangør: *Norsk Bergmekanikkgruppe*

Geoteknikkdagen
22. november 2019
Arrangør: *Norsk Geoteknisk Forening*

FORORD

Boken inneholder referat fra foredrag på Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen, arrangert i Oslo 21. – 22. november 2019.

Årets arrangement er det 57. 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.

Arrangørene 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 forening for fjellsprenningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening

FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2019

TORS DAG 21. NOVEMBER

Radisson Blu Scandinavia Hotel, Holbergsgt 30, Oslo

Arrangør: Norsk forening for fjellsprenningsteknikk (NFF)

Programkomite:

Stein Bjøru, Veidekke
Heidi Berg, Trimble
Kjersti K. Dunham, Statens vegvesen
Vegard Olsen, Franzefoss
Torgeir Sandøy, Norconsult
Werner Stefanussen, Rambøll Norge

Møteleder: *Stein Bjøru, Veidekke AS*

- 0900 01 **Velkommen / Åpning ved styreleder NFF**
Anne Kathrine Kalager, Bane NOR
- 0920 02 **The Thames Tideway Tunnel Background and Implementation**
Chris Darton, Tideway London
- 0940 03 **Ny Vannforsyning Oslo – valg av drivemetode for råvannstunnelen**
Fredrikke Syversen, Oslo kommune Vann og avløpsetaten
- 1000 04 **Nussir, et nytt gruveeventyr? Prosessen frem til godkjenning**
Markus Karlsson, Nussir
- 1020 Pause
- 1040 05 **Statusrapport och erfarenheter från Förbifart Stockholm**
Johan Brantmark, Trafikverket, Sverige
- 1100 06 **Effektiv utnyttelse av steinressurser i fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16**
Morten Klokkeveen, Bane NOR
- 1120 07 **Resultater fra forskningsprogrammet Kortreist stein**
Eivind Heimdal, Veidekke Anlegg
- 1140 08 **Historisk innlegg: Jordskjelv i Norge**
Conrad Lindholm, SeismoConsult
- 1200 Lunsj

Møteleder: *Kjersti Kvalheim Dunham, Statens vegvesen*

1300 09 **Nytt fra NFF inklusive kåring av vinner i fotokonkurranse**
Representant fra styret i NFF og fra juryen

1325 10 **Er det en helsegevinst med TBM drivemetode**
Geir Elvemo, Bane NOR

1345 11 **Krom i tunnelvann under driving med D&B vs TBM**
Jostein Kjørstad, Acciona Ghella JV

1405 Pause

1425 12 **Modellering av geologiske data og bruk av tverrfaglig modell på Fornebubanen**
Marcus F. Lawton, Multiconsult ASA

1445 13 **Nedre Otta kraftverk – tegningsløst anlegg**
Eirik Oulie Rosbach, Skanska Norge AS

1505 14 **Forsagere i sprengning – bruk av eksplosivsøkshund**
Eksplosivhund.no Vegard Falsten (med hunder)

1530 Pause

1550 15 **Måleresultater etter fullskala sprengningsforsøk – hvor kraftige vibrasjoner tåler en bygning før det oppstår skader**
Nils Ramstad, Multiconsult Norge AS

1610 16 **Utfordringer med driving av tunneler tett på annen sensitiv infrastruktur**
Helene Kristiansen Andersen, Bane NOR

1630 17 **Kraftverkstunneler med små tverrsnitt (TBM)**
Rune Skjevdal, Norsk Grønn Kraft

1650 Slutt

1945 Fellesmiddag

FREDAG 22. NOVEMBER

FELLESSESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2019

Møteleder: **NGF-representant**

0900 18 **Utvidelse av deponikapasitet på Langøya**
Marius Mathisen Søvik, NGI

- 0920 19 **Paradigmeskifte på hydrogeologiske undersøkelser i samferdsels-
Prosjekter - et eksempel fra Fornebubanen-prosjektet**
Jürgen Scheibz, Multiconsult AS
- 0940 20 **Utfordringer med vann i undergrunnsprosjekt i urbane områder –
er det mulig å unngå setningsskader?**
Kristin Hilde Holmøy, NGI
- 1000 21 **Hvordan bør refraksjonsseismikken utføres, tolkes og presenteres?
Tradisjonell tolkning eller tomografisk inversjon**
Jan Steinar Rønning, NGU
- 1020 – 1050 Rigging av salene – kaffe

SESJON BERGMEKANIKK

Arrangør: Norsk Bergmekanikkgruppe (NBG)

Programkomite:

Hanne Wiig, Bane NOR (leder NBG)
Jorge Terrón-Almenara, Sweco Norge AS
Are Håvard Høien, Statens vegvesen Vegdirektoratet
Javier Macias, JMConsulting-Rock Engineering AS
Håkon Walter Bjørnsrud, Norconsult
Henki Ødegaard, NTNU

Møteleder: *Hanne Wiig, Bane NOR (leder NBG)*

- 1050 22 **Lederens 10 minutter**
Hanne Wiig, Bane NOR (leder NBG)
- 1100 23 **Instrumentation and pore pressure monitoring technique for unlined
tunnels of Norwegian hydropower projects – a case study**
Bibek Neupane, NTNU
- 1120 24 **Grunnvannstrykk på tunnelkledninger ved bruk av udrenerte løsninger –
DEM-simulering av sprekkevannstrykket bak sprøytebetongkledningen i
Gevingåstunnelen**
Eirik Nilsen, NGI
- 1140 25 **Om tommelfingerregler og konusplassering i norske kraftverk**
Henki Ødegaard, NTNU
- 1200 Lunsj
- 1300 26 **Skråningsstabilitet ved fundamentering av Trysfjordbrua. Bruk av
2D FEM-modellering for simulering av skjærstyrke langs glideplan**
Ragna Torås Halseth, Norconsult

- 1320 27 **Digital Rock Mass Mapping: The use of 3D block models from UAV imagery in rock slope stability assessment. Examples from the Rugtvedt-Dørdal E-18 road construction**
Nana Yaw Agyei-Dwarko, NGI
- 1340 28 **Flexible slope stability approach with blasting improvement options**
Mario Morales Cardenas, SINTEF
- 1400 Pause
- 1420 29 **Slaking og disintegrering av svake bergarter i vanntunneler**
Lena Selen, NTNU
- 1440 30 **Numerisk modellering – RS2 vs UDEC**
Anders Bergum, Sweco Norge AS
- 1500 31 **Vätterrörelsetunneln – vattenförsörjningstunnel i centrum av Sverige**
Peter Wilén, Norconsult AB, Göteborg
- 1520 Slutt

SESJON GEOTEKNIKK

Arrangør: Norsk Geoteknisk Forening (NGF)

Programkomite:

Vegard Woldsengen, Sweco Norge (leder i NGF)
Magnus Hagen Brubakk, Multiconsult AS
Sigurd Holo Leikarnes, ERA Geo
Hanne Ottesen, Statens vegvesen
Carsten Hauser, NGI
Trude Ørbech, Rambøll Norge

Møteleder: Vegard Woldsengen, Sweco Norge (leder i NGF)

- 1050 32 **Lederens 10 minutter**
Vegard Woldsengen, Sweco Norge AS
- 1100 33 **Boretårn til gravemaskin for geotekniske grunnundersøkelser**
Eigil Haugen, Ole Vidar Kirkevollen, Daniel Jergling, Statens vegvesen, Robert Handberg, Geosafe AS
- 1120 34 **Permanente spuntkonstruksjoner med krevende grunnforhold – Monitorering og sikkerhet**
Sigmund Brekke Langelid, Cautus Geo, Bernhard Naglestad, Multiconsult

- 1140 35 **Follobanen: Jet Grouting works done under time pressure**
Dominik Gächter, Keller Geoteknikk AS
- 1200 Lunsj
- 1300 36 **E39 – Sveгатjørn – Rådal: høy rørveggkonstruksjon for portal ved Sørås**
Andreas Brathetland, Norconsult AS
- 1320 37 **InterCity Østfold: Geotekniske fagmodeller i et stort samferdselsprosjekt ved bruk av Civil 3D**
Kari E. Lien Johnsen, Multiconsult AS
- 1340 Pause
- 1410 38 **Farrisbrua – fundamentering på pilarer, stålrør med 2 meters diameter**
Rolf Røsand, Rambøll Norge AS
- 1430 39 **Geoteknisk prosjektering av subsea konstruksjoner med fokus på installasjon**
Erik R. Sørli, Multiconsult
- 1450 Pause
- 1520 40 **Skråningsstabilitet i strandsonen – viktigheten av svakelag**
Jean-Sebastien L'heureux, NGI
- 1540 41 **VA-sluppen – Tunnelering i kvikkleire med åpen trykksatt front**
Mia Bek, Multiconsult
- 1600 Pause
- 1700 Middag - Geoteknikk

DEL I FJELLSPRENGNINGSDAGEN 2019

- 01 **Velkommen / Åpning ved styreleder NFF**
Anne Kathrine Kalager, Bane NOR
- 02 **The Thames Tideway Tunnel Background and Implementation**
Chris Darton, Tideway London
- 03 **Ny Vannforsyning Oslo – valg av drivemetode for råvannstunnelen**
Fredrikke Syversen, Arnulf Hansen, Steinar Johannessen, Thor Skjeggedal, Vann og avløpsetaten, Oslo kommune
- 04 **Nussir, et nytt gruveeventyr? Prosessen frem til godkjenning**
Markus Karlsson, Nussir
- 05 **Statusrapport och erfarenheter från Förbifart Stockholm**
Johan Brantmark, Trafikverket, Sverige
- 06 **Effektiv utnyttelse av steinressurser i fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16**
H. Vardøen, G. Sikveland, M.A. Stormoen, M. Klokke, R. Skagen, alle Bane NOR SF, T.J. Hansen, Statens vegvesen
- 07 **Resultater fra forskningsprogrammet Kortreist stein**
Eivind Heimdal, Veidekke Anlegg AS, Torun Rise, SINTEF Community
- 08 **Historisk innlegg: Jordskjelv i Norge**
Conrad Lindholm, SeismoConsult
- 09 **Nytt fra NFF inkl kåring av vinner i fotokonkurranse**
Repr fra styret i NFF og fra juryen
- 10 **Er det en helsegevinst med TBM drivemetode**
Geir Elvemo, Bane NOR
- 11 **Krom i tunnelvann under driving med D&B vs TBM**
Jostein Kjørstad, Acciona Ghella JV
- 12 **Modellering av geologiske data og bruk i tverrfaglig modell på Fornebubanen**
Marcus F. Lawton, Multiconsult ASA
- 13 **Nedre Otta kraftverk – tegningsløst anlegg**
Eirik Oulie Rosbach, Bård-Olav Aune, Skanska Norge AS
- 14 **Forsagere i sprengning – bruk av eksplosivsøkshund**
Eksplosivhund.no Vegard Falsten

- 15 **Måleresultater etter fullskala sprengningsforsøk – hvor kraftige vibrasjoner tåler en bygning før det oppstår skader**
Karin Norén-Cosgriff, NGI, Nils Ramstad, Multiconsult Norge AS

- 16 **Utfordringer med driving av tunneler tett på annen sensitiv infrastruktur**
Helene Kristiansen Andersen, Anne Kathrine Kalager, Bane NOR

- 17 **Kraftverkstunneler med små tverrsnitt (TBM)**
Rune Skjevdal, Norsk Grønn Kraft

DEL II FELLESESJON BERGMEKANIKK / GEOTEKNIKK 2019

- 18 **Utvidelse av deponikapasitet på Langøya**
Marius Mathisen Søvik, Gunvor Baardvik, Bjørn Kalsnes, Øyvind Torgersrud, Marco D'Ignazio, NGI, Marius H. Ødegaard, Hæhre Entreprenør AS, Kari Elisabeth Røseth, NOAH AS

- 19 **Paradigmeskifte på hydrogeologiske undersøkelser i samferdselsprosjekter - et eksempel fra Fornebubanenprosjektet**
Jürgen Scheibz, Multiconsult AS

- 20 **Utfordringer med vann i undergrunnsprosjekt i urbane områder – er det mulig å unngå setningsskader?**
Kristin Hilde Holmøy, Jenny Langford, Tom Frode Hansen, Karl Gunnar Holter, Kjell Karlsrud, NGI

- 21 **Hvordan bør refraksjonsseismikken utføres, tolkes og presenteres? Tradisjonell tolkning eller tomografisk inversjon**
Jan Steinar Rønning, NGU, Georgios Tassis, Terje Kirkeby, Vegdirektoratet, Morgan Wåle, GeoPhysix, Siegfried Rohdewald, Intelligent Resources Inc.

BERGMEKANIKKDAGEN

- 22 **Lederens 10 minutter**
Hanne Wiig, Bane NOR (leder NBG)

- 23 **Instrumentation and pore pressure monitoring technique for unlined tunnels of Norwegian hydropower projects – a case study**
Bibek Neupane, Krishna Kanta Panthi, Kaspar Vereide, NTNU

- 24 **Grunnvannstrykk på tunnelkledninger ved bruk av udrenerte løsninger – DEM-simulering av sprekkevannstrykket bak sprøytebetongkledningen i Gevingåstunnelen**
Eirik Nilsen, NGI, Karl Gunnar Holter, NTNU

- 25 **Om tommelfingerregler og konusplassering i norske kraftverk**
Henki Ødegaard, NTNU, Håvard Barkved, Multiconsult, Bjørn Nilsen, NTNU

- 26 **Skråningsstabilitet ved fundamentering av Trysfjordbrua. Bruk av 2D FEM-modellering for simulering av skjærstyrke langs glideplan**
Ragna Torås Halseth, Norconsult
- 27 **Digital Rock Mass Mapping: The use of 3D block models from UAV imagery in rock slope stability assessment. Examples from the Rugtvedt-Dørdal E-18 road construction**
Nana Yaw Agyei-Dwarko, Vidar Kveldsvik, NGI
- 28 **Flexible slope stability approach with blasting improvement options**
Mario Morales Cardenas, SINTEF
- 29 **Slaking og disintegrering av svake bergarter i vanntunneler**
Lena Selen, Krishna Kanta Panthi, NTNU
- 30 **Numerisk modellering – RS2 vs UDEC**
Anders Bergum, Sweco Norge AS
- 31 **Vättervattentunneln – vattenförsörjningstunnel i centrum av Sverige**
Peter Wilén, Sara Kvartsberg, Viktor Broman, Norconsult AB, Göteborg

GEOTEKNIKKDAGEN

- 32 **Lederens 10 minutter**
Vegard Woldsengen, Sweco Norge AS
- 33 **Boretårn til gravemaskin for geotekniske grunnundersøkelser**
Eigil Haugen, Ole Vidar Kirkevollen, Daniel Jergling, Statens vegvesen, Robert Handberg, Geosafe AS
- 34 **Permanente spuntkonstruksjoner med krevende grunnforhold – Monitorering og sikkerhet**
Sigmund Brekke Langelid, Cautus Geo, Bernhard Naglestad, Multiconsult
- 35 **Follobanen: Jet Grouting works done under time pressure**
Dominik Gächter, Keller Geoteknikk AS
- 36 **E39 – Svegatjørn – Rådal: høy rørveggkonstruksjon for portal ved Sørås**
Andreas Brathetland, Kristian Aunaas, Norconsult AS, Sindre Schanke, Løvlien Georåd AS
- 37 **InterCity Østfold: Geotekniske fagmodeller i et stort samferdselsprosjekt ved bruk av Civil 3D**
Kari E. Lien Johnsen, Multiconsult AS
- 38 **Farrisbrua – fundamentering på pilarer, stålrør med 2 meters diameter**
Rolf Røsand, Rambøll Norge AS

- 39 **Geoteknisk prosjektering av subsea konstruksjoner med fokus på installasjon**
Erik R. Sørli, Erik Schiøtz, Jesper Bjerre, Steffen Giese, Multiconsult Norge AS
- 40 **Skråningsstabilitet i strandsonen – viktigheten av svakelag**
Jean-Sebastien L'heureux, NGI
- 41 **VA-sluppen – Tunnelering i kvikkleire med åpen trykksatt front**
Mia Bek, Anteneh Biru Tsegave, Håvard Narjord, Multiconsult Norge AS, Arnstein Want, WatnConsult AS / NTNU

Anne Kathrine Kalager, Bane NOR
Styreleder i Norsk forening for fjellsprenghingsteknikk

ÅPNING - VELKOMMEN

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

The Thames Tideway Tunnel Background and Implementation

Chris Darton – Central Delivery Manager (Tideway)

United Kingdom

Built between 1859 and 1865, Sir Joseph Bazalgette's original London sewerage system was designed to capture both rainwater runoff and the sewage produced by four million people, double the population of London. As a failsafe, to prevent sewage backing up and flooding people's homes, Bazalgette's system had the ability to overflow into the Thames via CSOs along the banks of the river.

As London continued to grow in the twentieth century outer suburbs were provided with separate sewerage and rainwater infrastructure, overflows into the Thames nonetheless became increasingly common and by the end of the twentieth century when the population of Greater London had grown to eight million the existing sewage system lacked the necessary capacity with overflows occurring on average 50 times a year. The 1991 EU Urban Waste Water Treatment Directive required overflows to be reduced to improve the ecology of the river, presently 50 million tonnes of storm sewage enters the river in a typical year.

Instigated in 2001, the Thames Tideway Strategic Study assessed the impact of the CSO discharges into the Thames and identified objectives and proposed potential solutions, it was concluded that only one strategy, the screening, storage or treatment at the point of discharge, would meet the objectives fully. There were three elements to achieve this, a deep storage transfer tunnel from Stratford to Beckton, modernisation and extension of London's five major sewage treatment works and finally the Thames Tideway Tunnel. The detailed plan for construction of the Thames Tideway Tunnel was delivered using a Development Consent Order submitted in February 2013, approval was granted in September 2014.

Bazalgette Tunnel Limited (BTL) is the licensed 'Infrastructure Provider' set up to finance, build, maintain and operate the Thames Tideway Tunnel, which trades and is known to the public as 'Tideway'. In November 2015, BTL received its operating licence from the UK water industry regulator Ofwat, ensuring the start of the project. BTL is a consortium of investors that comprises Allianz, Amber Infrastructure, Dalmore Capital and DIF, the capital cost of Tideway is £4.2 billion.

Tideway's aim is to transform the River Thames, leaving it cleaner and changing how Londoners use it, to achieve this the Thames Tideway Tunnel will be a 25km tunnel running mostly under the tidal section of the River Thames through central London to capture, store and convey almost all the raw sewage and rainwater that currently overflows into the river. The main tunnel will connect 34 of the most polluting combined sewer overflows (CSOs) via transfer tunnels collectively reducing the number of overflow events to a maximum of four per CSO per year at time of commissioning. The tunnel will transfer the captured sewage to Abbey Mills in Stratford for onward delivery to the sewage works at Beckton for treatment. The recycled clean water will then be released into the River Thames.

Started in 2016, construction of Tideway will take eight years and is currently 40% complete. Following construction, there will be an 18-36 month System Acceptance period at the end of which Thames Water will take over maintenance responsibilities for the near-ground interception structures and assets. Tideway will retain responsibilities for the deep shafts and tunnel structures for the duration of the project's 120 year design life. The main tunnel will have a finished internal diameter of 7.2m and will run from –35m at Acton in the west of London for over 25km under central London finally reaching –65m at Abbey Mills in the east. It will be the world's largest wastewater storage transfer tunnel with capacity of 1.6 million cubic metres.

Tideway has split the project into three Design, Consenting and Construction contracts – West, Central and East, these broadly correspond to three distinct geological zones encountered by the main tunnel. There is also a fourth overarching Systems Integrator contract providing the project's monitoring and control system.

To construct the Thames Tideway Tunnel, four TBMs are used to excavate the main tunnels, ground conditions dictate that three EPBMs are utilised from the westernmost extent and one slurry shield for the easternmost tunnel drive. Two other smaller connection tunnels require an additional EPBM and a slurry shield. Tideway has two types of construction sites, the main tunnel sites where the TBMs are either launched or received, and the CSO sites, where interception tunnels and connection culverts are built to connect with the existing sewer to the new main tunnel.

Sprayed concrete lining is used widely across the project in the primary linings of shaft construction, TBM launch adits and CSO connections to the main tunnels, reinforced concrete secondary linings are subsequently installed. Waterproofing is provided either via installation of a membrane or addition of waterproofing additive to the concrete which generate a non-soluble crystalline formation within the pores and capillary tracts of the concrete

A variety of methods are being used for shaft construction on Tideway based on site-specific ground conditions, site constraints and contractor technical preference, methods include diaphragm walls, secant or sheet piles sprayed concrete linings, precast segmental linings and in situ concrete caissons.

Innovation on Tideway is a fundamental legacy commitment and is delivered through a number of mediums, the largest innovation is the development of a precast secondary lining system for the main tunnels. A first of its kind machine has been developed with Herrenknecht in a Tideway sized test tunnel at their facility in Germany. The system aims to construct linings and grout them in place with a rapid construction cycle time thereby benefitting project programme, health and safety through mechanisation of construction processes and reduction in rework with more reliable right first time work.

Tideway undertake a plethora of measures to minimise the environmental impact of the scheme including the transfer from road to river wherever practicable the delivery of any bulk materials or equipment as well as the removal of spoil, this will remove 366,000 lorry

movements from London's road network. When the works are complete Tideway will also create seven new areas of public land in the River Thames.

NY VANNFORSYNING OSLO - VALG AV DRIVEMETODE FOR RÅVANNSTUNNELEN

Fredrikke Syversen, Arnulf Hansen, Steinar Johannessen og Thor Skjeggedal, Vann og Avløpsetaten – Oslo Kommune

SAMMENDRAG

Oslo er Europas raskest voksende by, og prognosene tilsier fortsatt kraftig vekst. 90% av Oslos vannforsyning utgjøres av Maridalsvannet og Oset vannbehandlingsanlegg. Dette konseptet gjør byens vannforsyning sårbar for hendelser knyttet til drikkevannskilden og vannbehandlingsanlegget. Oslo Kommune arbeider med å etablere en fullgod reservevannforsyning innen 1. januar 2028. Fristen for ferdigstilling er satt av Mattilsynet. Oslo kommune ved Vann- og avløpsetaten (VAV) er ansvarlig utbygger. Prosjektet består i hovedsak av tre tunnelsystem; en råvannstunnel, et underjordisk vannbehandlingsanlegg og en rentvanntunnel. Prosjektet planlegger oppstart av fjellarbeidene i vannbehandlingsanlegget i løpet av 2. kvartal 2020.

Råvannstunnelen er ca 19,2 km lang og strekker seg fra Vefsrud ved Holsfjorden i Lier kommune i vest til Huseby i Oslo kommune i øst. Berggrunnen langs trasèen består i hovedsak av vulkanske bergarter i vest og sedimentære bergarter i øst. Prosjekt Ny Vannforsyning Oslo har besluttet å bore hele Råvannstunnelen ved bruk av to skjoldmaskiner; en fra Vefsrud og en fra Huseby. Til grunn for denne avgjørelsen ligger flere studier og rapporter fra flere ulike aktører i tunnelbransjen. I denne artikkelen vil de to drivemetodene sammenlignes og byggherrens valg av drivemethode begrunnes.

SUMMARY

The Municipality of Oslo has a vulnerable water supply. 90% of the city is served by lake Maridalsvannet and Oset water treatment plant. Thus, the Norwegian Food Authority has imposed the Municipality of Oslo to establish an adequate new water supply by 1st of January 2028. The project is divided into several sub-projects, amongst them the 19.2km long Raw-water Tunnel from the Holsfjord to Huseby. The project owner is the Municipality of Oslo, Water and Sewage Agency.

The project conducted a thorough process to decide upon both tunnel concept and excavation method. This resulted in a TBM excavated tunnel with concrete lining. The factors considered by the project management in order to conclude are summarised in this article.

INNLEDNING

Oslo er Europas raskest voksende by, og prognosene tilsier fortsatt kraftig vekst. 90% av Oslos vannforsyning utgjøres av Maridalsvannet og Oset vannbehandlingsanlegg. Dette konseptet gjør byens vannforsyning sårbar for hendelser knyttet til drikkevannskilden og vannbehandlingsanlegget. Oslo Kommune arbeider med å etablere en fullgod reservevannforsyning innen 1. januar 2028. Fristen for ferdigstilling er satt av Mattilsynet. Oslo kommune ved Vann- og Avløpsetaten (VAV) er ansvarlig utbygger. Prosjektet består i hovedsak av tre tunnelentrepriser; en råvannstunnel, et

underjordisk vannbehandlingsanlegg og en rentvannstunnel. Prosjektet planlegger oppstart av første fjellentreprise i vannbehandlingsanlegget innen 2. kvartal 2020.

Råvannstunnelen er 19,2 km lang og strekker seg fra Vefsrud ved Holsfjorden i Lier Kommune i vest til Huseby i Oslo Kommune i øst. Berggrunnen langs traséen består i hovedsak av vulkanske bergarter med innslag av sedimentære bergarter i den østlige delen. Prosjekt Ny Vannforsyning Oslo har besluttet å bore hele Råvannstunnelen ved bruk av to skjoldmaskiner; en fra Vefsrud og en fra Huseby. Til grunn for denne avgjørelsen ligger flere studier og rapporter fra ulike aktører i tunnelbransjen. I denne artikkelen vil de to drivemetodene sammenlignes og prosjektledelsens valg av drivemethode begrunnes.

RÅVANNSTUNNELEN

Råvannstunnelens hovedhensikt er å transportere vannet fra Holsfjorden i vest til vannbehandlingsanlegget på Huseby i øst (Figur 1). Vannforsyning i Oslo er definert som kritisk infrastruktur. Informasjon om traséens plassering er gradert i henhold til sikkerhetsloven og kan derfor ikke fremstilles i denne artikkelen.

Vannbehandlingsanleggets behov for vanntilførsel utgjør en råvannstunnel med en minimumsdiameter på 3,8 m. Tunnelen er totalt 19 200 meter lang, og enkelte deler av strekningen har en overdekning opp mot 370 m.



Figur 1 Skematisk fremstilling av Råvannstunnelens trasé og lokasjon av vannbehandlingsanlegget.

Grunnforhold langs Råvannstunnelen

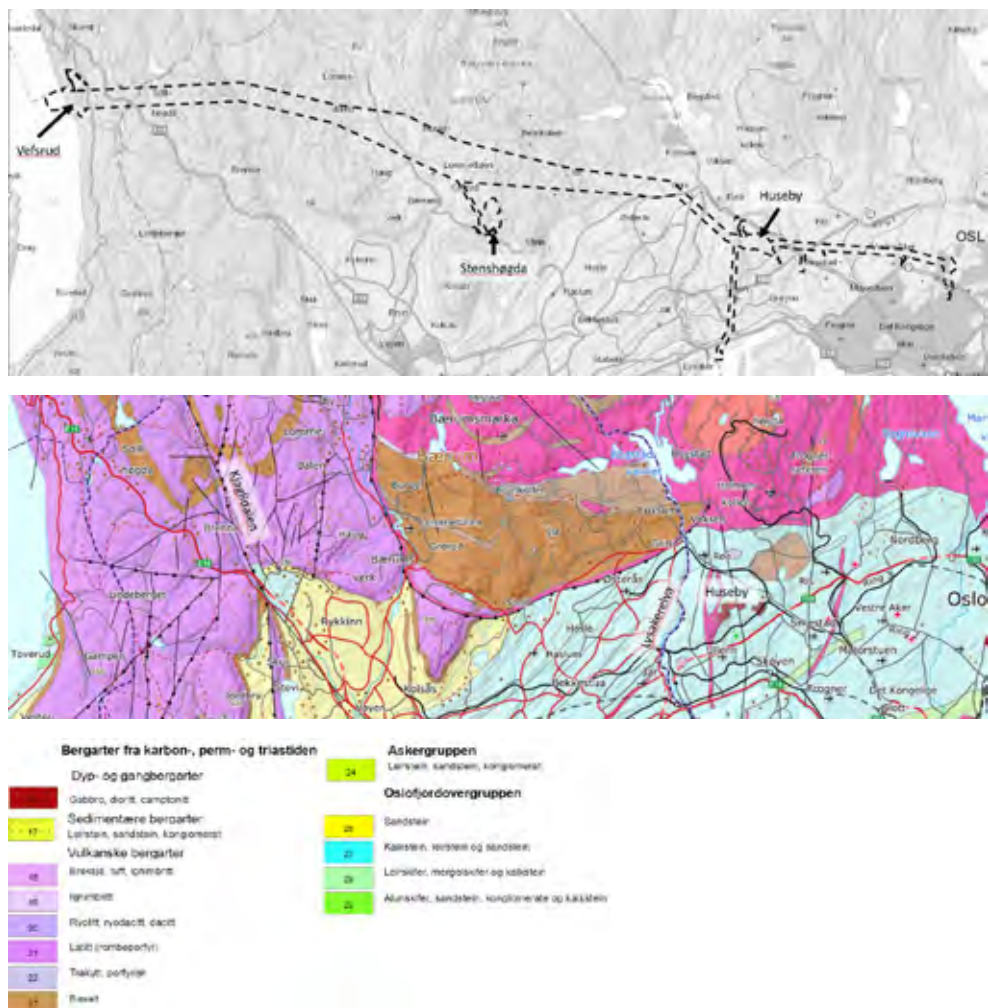
Fra Vefsrud i vest og østover mot Kjaglidalen går traséen hovedsakelig gjennom permiske lavabergarter. Her forventes det innslag av rombeporfyrlava med mellomliggende lag av sedimentære bergarter. Lagene ligger subhorisontalt med svakt fall mot øst. Det er registrert flere forkastninger langs strekningen. De er hovedsakelig orienterte N-S, NØ-SV og NV-SØ. Kjaglidalen er en større forkastning.

De permiske lavabergartene fortsetter etter Kjaglidalen og frem mot Lommedalen. Her krysser traséen en ringgang av kvartssyenittporfyr av forventet dårlig bergmassekvalitet. Videre fortsetter traséen inn i Bærumskalderaen som består av basalt og rombeporfyrlava med mellomliggende sedimentære lag. Traseen går i Bærumskalderaen fram mot Griniveien hvor den krysser ringgangen

på nytt og fortsetter over i vekslende kambrosiluriske sedimentære bergarter. Disse består hovedsakelig av skifer, kalkstein, knollekalk og sandstein.

Den østligste delen av traséen, fra Lysakerelva mot Huseby, krysser to markante svakhetssoner under Mærradalsbekken og Mærradalsveien. I dette partiet av traséen forventes det hovedsakelig forekomster av kambrosiluriske bergarter, samt intrusivganger og dyppergarter i form av gabbro og monzodioritt (Multiconsult, 2018).

De geologiske og hydrogeologiske forholdene langs tunneltraséen er å anse som utfordrende for et tunnelanlegg. Traséen har dels stor overdekning, passerer dels under tettbebygget strøk, og langs hele strekningen er det kartlagt subhorisontale laginndelinger. Både de subhorisontale laginndelingene og forkastningene langs traséen forventes å ha høy permeabilitet. Kombinasjonen av vertikale og horisontale vannførende sprekkesett gjør at prosjektet forventer utfordrende injeksjonsforhold. Prosjektet har lagt til grunn at ca 70% av tunneltraséen må forinjiseres.



Figur 2 Øverst: kartutsnitt som viser reguleringsområde for hele tunnelanlegget. Under: Geologisk kartutsnitt for Råvannstaséen (NGUs kartdatabase).

BESLUTNINGSPROSESS OG GRUNNLAGSMATERIALE

Beslutningen vedrørende valg av drivemetode er et resultat av en lang og grundig prosess. Flere konsultantselskap har vært involverte, det er innhentet erfaringer fra tilsvarende prosjekt i utlandet, og en rekke rapporter som omtaler valg av drivemetode er utarbeidede og vurderte (Tabell 1).

Tabell 1 Liste over relevante rapporter utarbeidet i forbindelse med valg av drivemetode.

	Rapport	Utarbeidet av	Datert
a)	TBM-konseptstudie, tunnelbygging med tunnelboremaskiner teknologivurdering og kostnadsestimat	Cowi, Amberg	02.03.2015
b)	Vurdering av drivemetode for råvannstunnelen	Multiconsult	09.02.2018
c)	Vurdering av TBM-boring i søndre trasé	Multiconsult	19.11.2018
d)	Forprosjekt Ny vannforsyning Oslo, Ingeniørgeologisk- og hydrogeologisk fagrapport	Multiconsult Cowi	16.06.2018
e)	Forprosjekt Ny vannforsyning Oslo – «Vurdering av traséer og drivemetoder for råvannstunnel»	NTNU, Sintef, Skjeggedal Construction Services AS	18.06.2018
f)	Vurdering av traséer og drivemetoder for råvannstunnel	NTNU, Sintef, Skjeggedal Construction Services AS	06.12.2018
g)	Forprosjekt hovedrapport	Multiconsult Cowi	15.10.2018
h)	Workshoprapport: VAV, Ny vannforsyning Oslo, usikkerhetsvurdering drivemetode	Metier OEC	13.12.2018
i)	Vurdering av drivemetoder for Råvannstunnelen (Unntatt Offentligheten jf. Offentleglova § 24 tredje ledd)	Oslo Kommune - VAV	18.01.2019

Rapportene viste seg å være sprikende i sine konklusjoner. I den avsluttende prosessen ble det derfor utført en usikkerhetsanalyse i regi av prosjektledelsen. Til denne analysen ble en rekke nominerte eksperter innen både konvensjonell tunneldriving og TBM-drift inviterte til en plenumsdebatt rundt gitte tema for tunneldrivingen. Usikkerhetsanalysen og den tilhørende rapporten ble organisert og utarbeidet av en ekstern part (Rapport h) – Tabell 1).

Den samlede vurderingen ble så oppsummert i et beslutningsnotat og fremlagt prosjektstyringsgruppa i Ny Vannforsyning Oslo (Rapport i) – Tabell 1).

VURDERING AV DRIVEMETODER

Tunnelkonsept til grunn for valg av drivemetode

Det er to ulike tunnelkonsept som ligger til grunn for NVO prosjektledelsens valg av drivemetode. Begge konsept følger samme tunneltrasé fra Vefsrud til Huseby, men de har ulike tverrsnitt og behov for adkomsttunneler.

Konseptet til grunn for vurderingen av en TBM-boret tunnel er et boret tunneltverrsnitt med på 15,9m² (4,5 m diameter). Tunnelen bores med to TBMer fra henholdsvis Vefsrud og Huseby (Figur 2).

Konseptet til grunn for vurderingen av en konvensjonelt drevet tunnel er tre adkomsttunneler fra henholdsvis Vefsrud, Huseby og Stenshøgda (Figur 2). En konvensjonelt drevet tunnel ville medføre at Råvannstunnelen er på kritisk vei for hele prosjektet. Dette er grunnen til at adkomsttunnelen fra Stenshøgda. Adkomsttunnelen er i underkant av 3 km lang og har ingen funksjon i Råvannstunnelens driftsfase. Alternativet medfører drivlengder over 8 km, og minimumtverrsnittet er derfor 32 m² for

å sikre ventilasjonsbehovet under drivingen. Det er betydelig usikkerhet knyttet til gjennomføringen av så små tverrsnitt med så lange tunnallengder.

Vurderingen er et resultat av flere risikoforhold. Prosjektledelsens samlede vurderinger rundt seks av disse forholdene for henholdsvis konvensjonelt drevet tunnel og TBM-drevet tunnel er oppsummerte under. Dette gjelder forhold vedrørende:

- 1) Maskiner og utstyr
- 2) Sikring og injeksjon
- 3) Arbeidsmiljø under tunneldrivingen
- 4) Behov for tverrslag
- 5) Miljøbelastning
- 6) Råvannstunnelens driftsfase

Konvensjonelt drevet tunnel

1) Maskiner og utstyr – risiko for teknisk svikt

En av risikoene som ble løftet til ekspertgruppa var tekniske utfordringer knyttet til maskinhavari. Det ble konkludert med at maskin- eller utstyrshavari vil utgjøre lavere risiko/konsekvenser for D&B enn TBM. Hovedsakelig fordi det tar kortere tid å bytte ut komponenter i maskinparken for en D&B-tunnel, sammenlignet med en TBM-tunnel.

2) Sikring og injeksjon

I «Forprosjekt Ny vannforsyning Oslo, Ingeniørgeologisk- og hydrogeologisk fagrapport» (Multiconsult, 2018) er det diskutert en rekke utfordringer ved passering av de mest markante forkastningssonene i Kjaglidalen, Lommedalen, Lysakerelva og Mærradalen. I ekspertmøtet ble det konstatert at D&B er en metode som har større fleksibilitet når en stor svakhetssone påtreffes (>10m bred, ref. Tabell 2). Av tabell 2 fremkommer det av den geologiske kartleggingen at det er avdekket 5 slike soner på totalt 150m for de aktuelle traséalternativene.

Prosjektet forventer forekomster av flattliggende laginndelinger langs hele traséen. En slik laginndeling vil by på større stabilitetsutfordringer for D&B enn for en TBM med sirkulært tverrsnitt og skjold. I en sprengt tunnel utføres sikringsarbeidet på kritisk vei ved stuff og sikringsomfanget medfører dermed en fremdriftsrisiko for prosjektet. Dette er nærmere omtalt i kapittel om kost og fremdrift.

Tabell 2 Sammenstilling av svakhetssoner som antas å krysse i de ulike traséalternativene (Rapport d), Multiconsult, 2018

Svakhetssone	Valgt bredde (m)	Alternativ nord		Alternativ midt		Alternativ sør	
		Antall	Meter	Antall	Meter	Antall	Meter
Liten (1-5 m bred)	5	34	350	27	340	33	350
Middels (5-10 m bred)	10	16	250	21	370	22	450
Stor (>10 m bred)	20	5	150	5	150	5	170
Avrundet sum		55	750	53	860	60	970

Forinjisering av 70% av traséen ble lagt til grunn for begge drivemetodene. Svakhetssoner er krevende for forinjeksjon fordi det ofte er avleiringer i sonene og dermed vanskelig å få

injeksjonsmiddelet til å trenge inn i vannførende stikk og sprekker. Det betyr at det i noen tilfeller kan bli behov for etterinjeksjon. Prosjektledelsen i NVO hadde en klar forutsetning om at etterinjeksjon må unngås så langt det er mulig. I ekspertmøtet ble det diskutert at det er større fleksibilitet ved utførelsen av etterinjeksjon for D&B enn for TBM. Det ble samtidig trukket frem at det erfaringsmessig er så krevende å utføre etterinjeksjon som gir resultater, at dette må unngås i begge drivemetodene. Etterinjeksjon byr også på logistikkutfordringer for tunneldriften.

3) Arbeidsmiljø under tunneldringen

En av de største hovedutfordringene for D&B-alternativet for Råvannstunnelen er de lange drivelengdene som ville resultert i et utfordrende arbeidsmiljø i tunnelen. Enkelte av alternativene som ble presentert for NVOs prosjektledelse hadde stufflengder opp mot 8 km.

For en konvensjonelt drevet tunnel så knyttes den største HMS-risikoen til det kjemiske miljøet i tunnelen (NFF-Håndbok nr 3). Dette forårsakes av støv, sprenggasser og dieselavgasser. For å få tilstrekkelige mengder friskluft til en konvensjonelt drevet tunnel måtte derfor tunneltverrsnittet økes fra 25 m² til minimum 32 m². Til sammenligning er det hydrauliske behovet for tunneltverrsnitt 11,3 m².

Prosjektledelsen identifiserte også at en slik økning i tverrsnittsomfang ville medføre en tilsvarende økning i både injeksjon- og sikringsbehov.

4) Behov for tverrslag på Stenshøgda

En konvensjonelt drevet Råvannstunnel ble i forprosjektet lokalisert på kritisk vei for ferdigstilling av prosjekt Ny Vannforsyning innen 1. januar 2028. For å kunne ferdigstille en konvensjonelt drevet Råvannstunnel innen test- og igangkjøring av anlegget, så medførte konseptet et behov for et om lag 3 km langt tverrslag på Stenshøgda. Dette tverrslaget ville kun hatt en funksjon i anleggsfasen og inngikk ikke som en del av Råvannstunnelen i driftsfasen.

5) Miljøbelastning

D&B-alternativets lange tverrslag og store tverrsnitt ville føre til et betydelig større deponeringsbehov enn TBM-alternativet. Dette øker miljøbelastningen både i form av økt masseuttak og mer transport på vei. I selve tunnelen foregår transportering av masser for en D&B-tunnel tradisjonelt ved bruk av fossilt brensel, mens TBM-alternativet baserer massetransport på bruk av fornybar energi ved hjelp av transportbånd.

Massene fra D&B-drevne tunneler er mer forurensede enn TBM-masser fordi de inneholder både plast og nitrogen. Plastforurensingen kan reduseres betraktelig ved å legge inn typespesifikasjoner for både tennere og fiber i sprutbetongen, men nitrogenforurensningen er vanskelig å unngå.

Det ekstra påhugget som kreves på Steinshøgda er lokalisert ved markagrensa i Bærum. Konseptet som lå til grunn ville kreve midlertidig deponering av masser innenfor selve markagrensa, pluss fremtidig transport i Bærum i forbindelse tømming av deponiet. Med TBM som drivemethode unngås tverrslaget, deponering i marka og transport i nærområdene.

6) Råvannstunnelens driftsfase

For driftsfasen av tunnelen har prosjektet identifisert to risikomoment som må hensyntas ved valg av drivemethode:

1. Innlekking av grunnvann
2. Utskifting av vann ved lav produksjon

Innlekking av vann i tunnelen har to utfordringer; forurensinger og mangan.

Ut fra målt manganinnhold i brønner langs traseen har prosjektet konkludert at mangan ikke kan komme opp i konsentrasjoner som vil medføre problemer. Manganinnhold i tunnelen vil også være avhengig av mengden innlekkasjer og oppholdstid i tunnelen.

Forurensinger dreier seg om hygieniske og kjemiske forhold. Den østlige delen av tunnelen er mest utsatt som følge av aktivitet på overflaten og mindre overdekning. Overdekningen langs tunneltraséen er størst i vest og synkende mot øst. Det gir oppholdstid på grunnvannet som på store deler vest for Lommedalen gjør dette hygienisk trygt.

En konvensjonelt drevet tunnel med et tverrslag med fall ned mot tunnelen fra Steinshøgda vil gi en mulighet for et punkt for påslipp av forurenset vann. Denne drivemetoden krever derfor at tverrslaget enten tettes permanent eller utstyres med et pumpesystem som holder tverrslaget tørt. Dette vil blitt et driftspunkt med tilsvarende krav til vedlikehold i hele tunnelens levetid.

TBM-drevet tunnel

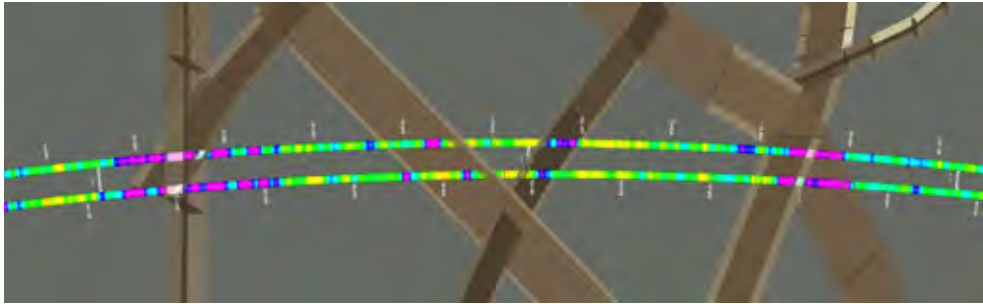
1) Teknisk svikt i maskiner og utstyr - krav til maskinene

Prosjektledelsen i NVO stilte som krav at robust og moderne bormaskinteknologi, tilpasset de geologiske forholdene i prosjektet, skulle legges til grunn for vurdering av drivemetode. Dette inkluderte en forutsetning om bruk av skjoldmaskin med prefabrikkert betonglining som vann- og bergsikring. Altså, en tilsvarende maskinspesifikasjon som på Follobanen (Hansen et al., 2017). I korte trekk ble det stilt krav til de viktigste maskinkomponentene på Follobanens maskiner for å sikre effektiv boring og minimum risiko for større havari i det norske grunnfjellet. Det var Bane NOR i samarbeid med TBM-miljøet på NTNU som utarbeidet denne spesifikasjonen. Prosjektledelsen i NVO har lagt en tilsvarende modell til grunn for sine vurderinger.

2) Sikring og injeksjon

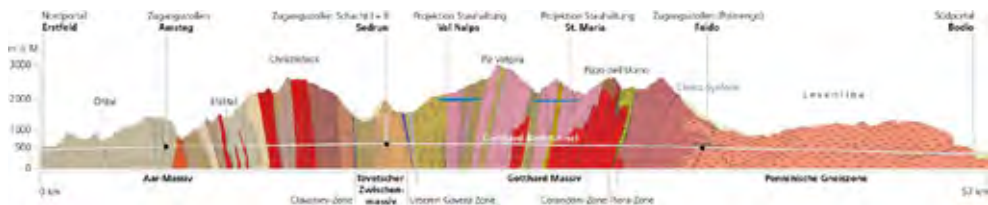
Ved bruk av skjoldmaskin så monteres liningen innenfor maskinens skjoldområde mens maskinen borer. Liningen består av betongelementer med vanntette pakninger mellom hvert element. Således utgjør liningen både vann- og bergsikring i tunnelen.

Det fremkommer av tabell 2 at hovedtyngden av svakhetssonene er kategorisert som «Liten» eller «Middels». I ekspertmøtet ble det påpekt at TBM vil være en mer robust løsning for passering av mindre svakhetssoner enn D&B. Dette fordi oppsprukket berg gir bedre borbarhet for TBMen, og skjoldmaskinens betonglining utgjør bergsikringen. Dette er illustrert ved Figur 3. For D&B vil disse sonene bety lavere inndrift som følge av mer omfattende og tyngre sikring.



Figur 3 Utsnitt fra Follobanen geologiske 3D-modell hvor svakhetssoner er vist sammen med maskinenes inndrift. Lilla og blå illustrerer høyere inndrift enn grønn og gul (Bane NOR, Follobanen).

En av de identifiserte hovedutfordringene for prosjektet er at enkelte deler av råvannstunnelen har en overdekning på 370 m. Det stiller særskilte krav til liningen og pakningenes grenseverdi. I risikogjennomgangen ble det henvist til tilsvarende prosjekt i Alpene med TBM-drevne tunneler med et potensielt vanntrykk på mer enn 2000 m (Figur 4). Det ble derfor innhentet informasjon fra disse prosjektene. Der veksler tunnelene mellom to liningkonsept; et udrenert og et drenert. I områdene med større vanntrykk enn dagens pakningers grenseverdi, så monteres betongelementene som en drenert lining.



Figur 4 Lengde- og høydeprofil fra Gotthard-Basistunnel (F.Mezgerag et al, 2013).

På Follobanen har man etablert en vanntett, udrenert lining for overdekning inntil 170 m. Prosjektet valgte derfor å legge en tilsvarende grenseverdi til grunn for inndelingen mellom drenert og udrenert lining for sin risikovurdering. En gjennomgang av traséen viste at vanntett lining vil være mest aktuelt i områder hvor inntrengning av uønsket lekkasjevann kan inntreffe, og at disse strekningene sammenfaller med en overdekning som er innenfor pakningenes grenseverdi. Det ble samtidig slått fast at omfanget av drenert vs udrenert lining må være gjenstand for nærmere vurdering i detaljprosjekteringen ved valg av TBM som drivemetode.

I risikogjennomgangen ble det lagt til grunn at 70% av total tunnellengde må forinjiseres, uavhengig av drivemetode. Ekspertgruppa påpekte at kapasitetskrav for injeksjonsutstyr er viktig å inkludere i maskinspesifikasjonen som er en del av konkurransegrunnlaget. Det ble også påpekt at injeksjonsutstyr med tilstrekkelig kapasitet, samt system for forsegling av maskinen, er kjent teknologi som eksisterer i markedet.

Risikoen for etterinjeksjon er lavere for en skjoldmaskin enn ved bruk av D&B. Dette som følge av en vanntett lining langs de strekningene av traséen som er sårbare for poretrykksreduksjon.

3) Arbeidsmiljø under tunneldrivingen

Ved bruk av TBM så unngår man sprenggasser i tunnelen, og behovet for ventilasjon reduseres ytterligere ved å spesifisere massetransport ved bruk av transportbånd fremfor dieseldrevet transport. Bruk av transportbånd reduserer også trafikkmengden i tunnelen betraktelig, hvilket reduserer risikoen for konflikt mellom mann og maskin.

Det ble dermed ikke identifisert noe behov for økning av tunnelverrsnitt for en TBM-drevet Råvannstunnel.

4) Behov for tverrslag på Stenshøgda

Prosjektets fremdriftskalkyle (se kapittel Fremdrift) viste at en TBM-drevet tunnel medførte høyere ukeinndrift enn en D&B-tunnel. Ved konvensjonell drift fremgikk det av fremdriftsplanen at tunnelen var på kritisk vei for hele prosjektet, inklusive konsept med tverrslag fra Stenshøgda. Mens en boret løsning med to TBMer medførte at prosjektets lengste tunnel ikke lenger var lokalisert på kritisk vei. Dermed ble det identifisert at behovet for tverrslag fra Stenshøgda utgikk ved valg av TBM.

5) Miljøbelastning

For en TBM-drevet tunnel med et tverrsnitt på $15,9\text{m}^2$ reduseres behovet for masseuttak betraktelig sammenlignet med en konvensjonelt drevet tunnel på 32m^2 med behov for en 3km lang tverrtunnel i tillegg til den planlagte tunneltraséen.

TBM-massene er mekanisk brutte og fraktes ut via åpninger i kutterhodet. Derfra går de rett ut på elektrisk drevet transportbånd. Massene unngår således kontakt med potensielle forurensningskilder og kan derfor betraktes som rene masser.

6) Råvannstunnelens driftsfase

Med en TBM-drevet tunnel unngår man et driftspunkt på Stenshøgda hvilket reduserer vedlikeholdskostnadene i tunnelens driftsfase.

Fordeling av produksjonen mellom Huseby og Oset var ikke avklart på tidspunktet for beslutning av drivemetode. Av hensyn til pumpekostnadene, så vil det vil være rimeligere å produsere fra Oset. Produksjon fra Holsfjorden kan derfor bli lav. En betonglinet, sirkulær TBM tunnel vil ha et hydraulisk riktig tverrsnitt (Figur 5). Det vil redusere oppholdstid og eventuelle problemer med stillestående vann.

Begge disse forholdene tilsier at en TBM-tunnel med et riktig tverrsnitt og en foring som er tett for opptredende grunnvannstrykk i område øst vil være en bedre tunnel for drift enn en konvensjonelt drevet tunnel.



Figur 5 Typisk tunnelverrsnitt for en betonglinet tunnel illustrert ved foto fra Follobanens tunnel.

PROSJEKLEDELSENS VURDERING AV KOST OG FREMDRIFT

Kostnader

Det er utfordrende å kostnadsberegne de alternative drivemetodene i et forprosjektstadium. Usikkerhetene er mange og flere faktorer vedrørende grunnforhold er fremdeles ukjente i denne prosjektfasen. Prosjektledelsen valgte å legge til grunn NTNU/Sintefs vurderinger. I denne vurderingen ble Anslagsmetoden og NTNUs Prognosemodell benyttet for henholdsvis D&B og TBM-alternativet.

NTNU/Sintef har ingen kommersielle interesser i prosjektet og kan derfor ses på som uhildet i forhold til valg av en bestemt drivemethode og trasé. NTNU/Sintefs beregninger er baserte på de grunnundersøkelser og rapporter som Ny Vannforsynings prosjekterende har utarbeidet.

Anslagsmetoden er utviklet i et samarbeid mellom NTNU og Statens vegvesen. NTNUs Prognosemodell for TBM er basert på innsamling og systematisering av data fra et utall av gjennomførte prosjekter i Norge og internasjonalt. De klare forskjellene som NTNU/Sintef kom frem til ga derfor prosjektledelsen et godt grunnlag for å beslutte både trasé og drivemethode.

NTNU/Sintefs vurdering viste at TBM-alternativet var det alternativet som ga lavest kostnad (Tabell 3).

Tabell 3 NTNU/Sintefs kostnadsvurderinger av de to konseptene.

	P50 (mill. NOK)	P85 (mill. NOK)
D&B – alternativ	1971	2424
TBM – alternativ	1424	1817

Fremdrift

Prosjekt Ny Vannforsyning Oslo har et pålegg fra Mattilsynet om å etablere en fullgod reservevannforsyning innen 1. januar 2028. Derfor ble det lagt stor vekt på å vurdere drivetid for de to metodene. Robustheten i utregningene var en viktig del av denne vurderingen.

I D&B-alternativet ble det tatt utgangspunkt i prosjekterende konsultents fremdriftsberegning. En ukeinndrift på 70 meter pr uke over 110 uker lå til grunn. I tillegg var det avsatt 33 uker til sikringsarbeid og 50 uker til injeksjon. Dette medførte 193 uker total drivetid. Prosjektledelsens vurdering av robustheten tilsa at det er avsatt tid til forinjisering av 60% av tunnelstrekningen og ikke 70% slik det fremkommer av de geologiske rapportene. Av Figur 6 fremkommer det at D&B har lenger byggetid og nesten ett år senere ferdigstillelsesdato enn TBM. Dersom enda større deler av tunnelen må forinjiseres, så vil det medføre lenger drivetid. Det samme gjelder hvis det sikringsvolumet som er lagt til grunn øker.

Tilsvarende beregning for en TBM-drevet tunnel, med en inndrift på 4,7m/time og 35% maskinutnyttelse, gir en total drivetid på 124 uker. TBM-alternativet gir 1,5 år kortere drivetid og ni måneder kortere byggetid totalt enn D&B. Dette på tross av at det er avsatt tid til forinjeksjon av 100% av strekningen i denne beregningen. Hele tunnallengden er sikret med betonglining. Det betyr at dårligere bergkvalitet enn forventet, sett fra et D&B perspektiv (økt behov for bergsikring), vil øke inndriftene og redusere fremdriftsrisikoen for TBM. TBM alternativet med boring med to maskiner, fremstår med bakgrunn i overstående, som det mest robuste.

En konvensjonelt drevet Råvannstunnel ville vært lokalisert på kritisk vei for prosjektets totale fremdriftsplan, mens en TBM-drevet tunnel fjerner Råvannstunnelen fra kritisk vei og således senker den totale prosjektrisikoen.

**Figur 6 Vurdering av fremdriftsberegningenes robusthet.**

Diskusjon

Det er en kjensgjerning at påvirkningsgraden i ethvert tunnelprosjekt synker som en funksjon av gjenstående tid til anleggsgjennomføringen. Derfor er det helt essensielt at en prosjektorganisasjon tilknytter seg ressurser med kompetanse innen anleggsgjennomføring så tidlig som mulig i et forprosjektstadium. En byggherre med rett kompetanse og erfaring fra anleggsgjennomføring har et godt grunnlag for å stille kritiske spørsmål og ta riktige beslutninger mens påvirkningsgraden i prosjektet fremdeles er høy.

Uavhengig av kontraktsform, med både prosjekterende konsulent og utførende entreprenør, så er det byggherren som til syvende og sist ender opp med risikoen for avvikende grunnforhold i et tunnelprosjekt. Denne risikoen er en funksjon av flere byggherrestyrte valg i prosjektutviklingsfasen, deriblant tunnelkonsept og drivemetode.

Det er et stort potensial for risikoreduksjon dersom man velger drivemetode og skreddersyr maskiner og utstyr til grunnforholdene langs tunneltraséen. Derfor bør drivemetoden avgjøres på et så tidlig stadium i prosjektet som mulig. Det er en samlet vurdering av både konseptvalg og drivemetode som bestemmer gjennomføringsrisikoen i et tunnelprosjekt.

For Råvannstunnelen ble det derfor utført en samlet vurdering av både konsept og drivemetode. Prosjektledelsen besluttet at HMS, geologi, hensyn til ytre miljø, kost- og fremdriftsrisiko er faktorer som skulle legges til grunn.

Prosjektets tilknyttede konsulenter anbefalte en konvensjonelt drevet tunnel i forprosjektet. NVOs prosjektledelse valgte å utfordre denne anbefalingen fordi den etter byggherrens mening hadde høyere risiko med hensyn til arbeidsmiljø i tunnelen og fremdrift. Det konvensjonelt drevne alternativet medførte også vesentlig større masseuttak enn alternativet med TBM. I tillegg ga TBM-alternativet vesentlig lavere reguleringsrisiko fordi prosjektet kunne unngå inngrep i nabokommunen.

Valget av TBM gir redusert tunneltevernsnitt, bedre arbeidsmiljø i tunnelen, mindre massetransport på veinettet, ingen inngrep i marka og et sluttprodukt som av driftstekniske hensyn er mer gunstig for Oslo Kommunes Vann- og avløpsetat.

KONKLUSJON

Resultatet av en grundig prosess med erfaringsoverføring fra prosjekt som Follobanen og Gotthard Base Tunnel, NTNU og Sintef var at byggherrens beslutning til slutt endte på TBM-drift for Råvannstunnelen. Prosessen og beslutningen ble gjort mulig fordi VAV rekrutterte relevant kompetanse til sin byggherreorganisasjon tidlig nok i beslutningsprosessen.

KILDER

Hansen A.M., Bruland A., Syversen F., Johannessen S., 2017. *Tailor-made TBM design for boring in extreme hard rock conditions and examples from the Follo Line tunnel project*. World Tunnel Congress, 2017.

Håndbok nr 3 – NFF, 2000 (http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Haandbok_03.pdf).

Mezgera, G.F., Anagnostou H., Ziegler J., 2013. *The excavation-induced convergences in the Sedrun section of the Gotthard Base Tunnel*. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Volume 38, September 2013, Pages 447-463.

Multiconsult, 2018. *Forprosjekt Ny vannforsyning Oslo, Ingeniørgeologisk- og hydrogeologisk fagrapport*. (BEGRENSET iht. sikkerhetsloven § 11 og § 12 jf. Offentleglova § 13).

Markus Karlsson
Nussir

NUSSIR, et nytt gruveeventyr? Prosessen frem til godkjenning

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

Johan Brantmark
Trafikverket, Sverige

STATUSRAPPORT OG ERFARENHETER FRÅN FÖRBIFART STOCKHOLM

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

**EFFEKTIV UTNYTTELSE AV STEINRESSURSER I FELLESPROSJEKTET
RINGERIKSBANEN OG E16****Efficient usage of rock resources – The Ringerike Line and E16 Highway**

Henning Vardøen, Prosjektsjef, Bane NOR SF. Gaute Sikveland, Trainee, Bane NOR SF. Martin Austin Stormoen, Geolog, Bane NOR SF. Morten Klokkeveen, Prosjektdirektør, Bane NOR SF. Ragnar Skagen, Miljørådgiver, Bane NOR SF. Tore Jan Hansen, Teknisk Sjef, Statens vegvesen.

SAMMENDRAG

Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16 har de seneste årene arbeidet med detaljprosjektering og utarbeidet forslag til reguleringsplan. Prosjektet inneholder flere lange tunneler, og det ble tidlig klart at massehåndteringen i prosjektet ville være et suksesskriterium. Massehåndtering har vært et viktig premiss for inndeling i entrepriser og planlegging av anleggsgjennomføringen. Det har blitt utført omfattende grunnundersøkelser, også med tanke på produksjon av kvalitetsmasser av masseoverskuddet fra tunnelene. Prosjektet har valgt å trekke ut en egen entreprise som tar for seg mottak av masser fra tunnelene og produksjon av kvalitetsmasser til prosjektet. Massehåndteringsentreprisen vil være lokalisert sentralt i tunnelentreprisene, ved Avtjerna. Området ved Avtjerna er også planlagt som en ressursbank for bruk utover prosjektet i fremtiden, i tett samarbeid med Bærum kommune. Det er flere initiativ i bransjen som har til hensikt å gi anleggsbransjen et løft innen bærekraftig bruk av masser, hvor Kortreist Stein er det mest sentrale. Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16 har gått langt på dette området i tidlig fase, og har gjennomført mye av det som bransjen har pekt på i flere år, for å lykkes med en bærekraftig massehåndtering.

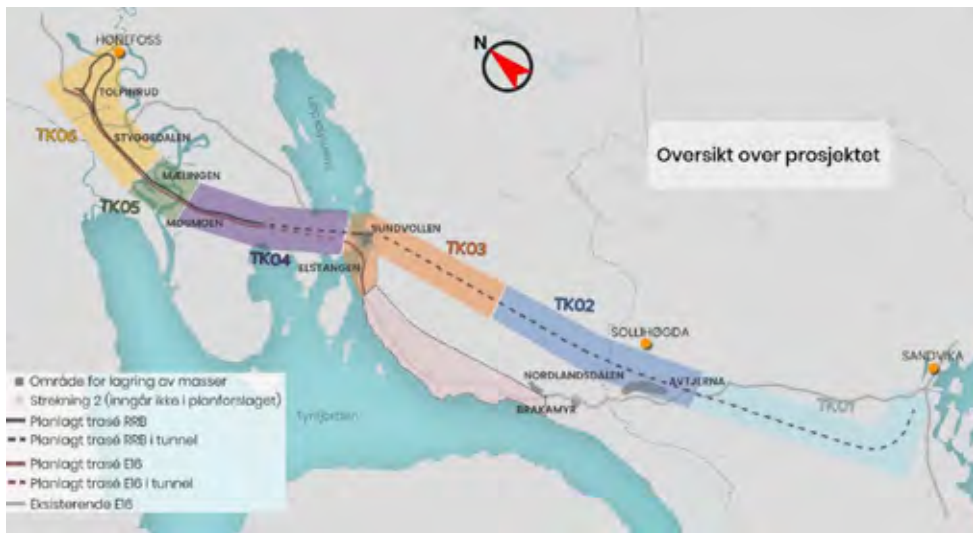
ENGLISH SUMMARY

The Ringerike Line and E16 Highway is a joint project that in recent years has worked out detailed completion plans and prepared a zonal plan. The project contains several long tunnels, which made it clear early on that sustainable and efficient management of spoil material from the construction activities would be a success criterion. Spoil material management has been an important premise for splitting the project into smaller contracts and planning the engineering in detail. Extensive geological surveys have been carried out, also focusing on the production of quality material of the surplus from the tunnels. The project has designed a separate contract responsible for the reception of excavation material from the tunnels and the production of quality material for the project overall. This contract will be centrally located, at Avtjerna. The area at Avtjerna is also planned as a quality material resource for use beyond the project in the future, in close cooperation with the Municipality of Bærum. There are several initiatives in the industry that aim to improve sustainable usage of spoil material in the construction industry, where Kortreist Stein is the most important nationally. The Ringerike Line and E16 Highway has taken a big step in the right direction in the early phase and has accomplished much of what the industry pointed out for several years, in order to succeed in sustainable spoil material management.

INNLEDNING

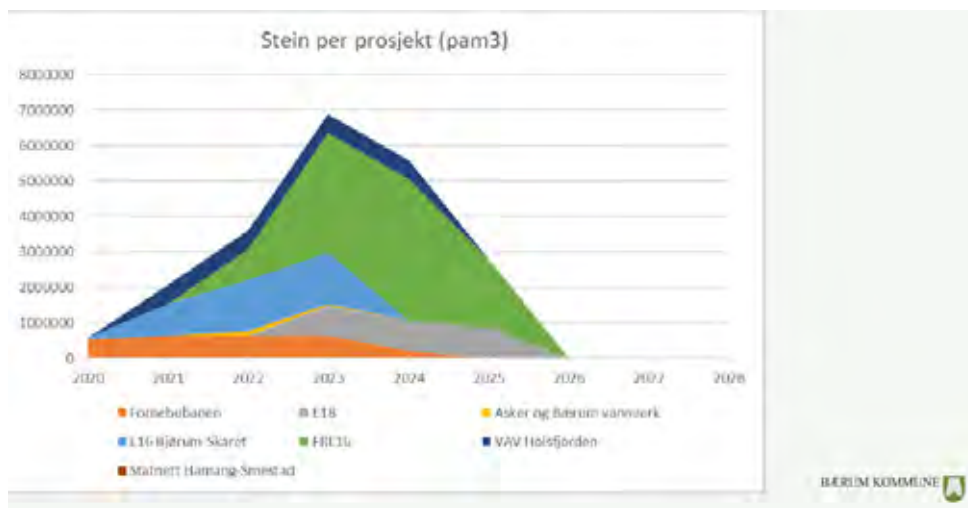
Om Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16

Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16 (FRE16) er et av flere svært store prosjekter i tunnelbransjen de nærmeste årene. Prosjektet er en del av InterCity-satsingen til Bane NOR og omfatter 40 kilometer dobbeltsporet jernbane mellom Sandvika og Hønefoss, og 15 kilometer firefelts E16 mellom Høgstet sør for Sundvollen og Hønefoss (Figur 1). Av dette er ca. 23 kilometer jernbanetunnel fra Sandvika (ved Jong) til Sundvollen og ca. 3 kilometer jernbane- og vegtunnel nordvest for Sundvollen. I tillegg kommer flere lange adkomsttunneler, tverrslag, samt rømnings- og servicetunnel parallelt med den lange jernbanetunnelen. Det legges opp til konvensjonell tunneldrift og uttak av sprengstein er i størrelsesorden 10 millioner anbrakte kubikkmeter (Bane NOR, 2018b).



Figur 1. Oversiktskart over Fellesprosjektet Ringeriksbanen og E16 (FRE16). Foreløpig inndeling i entrepriser er vist med ulike farger.

Ettersom det er flere store prosjekter i samme tidsrom og i samme område, er det behov for å koordinere informasjon og løsninger. Akershus fylkeskommune har satt sammen en løsningsgruppe for å se på denne utfordringen for Oslo-området de kommende årene. Figur 2 visualiserer utfordringen med summen av en del av prosjektene i Bærum kommune.



Figur 2. Diagram som illustrerer utfordringen med summen av en del av prosjektene i Bærum kommune.

FRE16 planlegges med oppstart av de første hovedarbeidene i 2021/22. Fremdriften er lagt opp etter vedtak på reguleringsplan i slutten av 2019 og investeringsbeslutning i 2020/21. Prosjektet er delt inn i flere totalentrepriser. Arbeider med tunnelene ligger først i fremdriftsplanen, blant annet for å få tilgang på tilgjengelige steinressurser til entrepriser med store fyllinger.

Omverdenen stiller stadig strengere krav og forventninger til en bærekraftig bruk av overskuddsmasser. I tillegg er det stort fokus på arealbruk og massedeposier både på land og i vann. FRE16 har i samarbeid med rådgivergruppen NAA (Norconsult/Asplan Viak/Aas-Jacobsen) utarbeidet en reguleringsplan med tilhørende fagrapporter og planbestemmelser for å utnytte steinmasseressursene i FRE16 best mulig i et miljø- og bærekraftperspektiv.

Massehåndtering – et suksesskriterium

Effektiv utnyttelse av sprengstein og andre masser fra anleggsprosjekter er i vinden. Nasjonalt har prosjektet Kortreist Stein (SINTEF, 2016), et samarbeidsprosjekt mellom sentrale byggherrer, faginstanser og entreprenører, satt seg som mål å utvikle de nødvendige løsningene og verktøyene som bransjen har etterspurt lenge (NFF, 2014). Som samferdselsministeren selv uttalte under Stortingets spørretime tidligere i år *«forventes det at Kortreist Stein gir gode resultater som raskt kan implementeres innen planprosesser, ressursforvaltning, geologisk kartlegging og ressursutnyttelse»* (Stortinget, 2019).

Utenfor landegrensene har EUs ulike initiativ som *Roadmap for a resource efficient Europe* (EC, 2011) og *Raw Materials Initiative* (EC, 2009) også satt tunnelmasser på kartet. Galler (2019) presenterte i årets World Tunnel Congress enkelte av resultatene fra dette arbeidet. Det vises til vellykkede prosjekter flere steder av Europa, der fortløpende geologiske analyser har

bidratt til effektiv utnyttelse av masser både fra konvensjonell tunneldriving og tunneldriving med tunnelboremaskin, både som byggeråstoff og utvinning av metaller og mineraler.

I Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF) sine anbefalte retningslinjer for utarbeidelse av miljøbudsjett og miljøregnskap for tunneler (2014) gis tydelige signaler om en forventning om at alle masser skal gjenbrukes i fremtidens prosjekter. «*Masser som kommer fra tunneldrift er en ressurs, og ikke et avfallsproblem*». Tunnelprosjekt skal ikke kjøpe masser fra et pukkverk, som prosjektet selv kunne stått for produksjonen av. Gjort på riktig måte, vil det også forbedre prosjektøkonomien, samt at prosjektet gjør seg mindre prisgitt eksterne aktører. Det bør også være en større aksept for å vurdere massebalansen i et samfunnsperspektiv, ikke kun som et prosjektanliggende.

Nøkkelen for å få til en bærekraftig massehåndtering er informasjonsflyten om hvilke masser som er tilgjengelig, og hvor det er behov for disse (NFF, 2014). Det er derfor nødvendig med detaljert kunnskap om geologien og massenes egenskaper. En generell holdning er at overskuddsmasser blir ansett som en byrde, fremfor en ressurs i samferdselsprosjekter. Det er svært lite fokus på tidlig kartlegging av massekvaliteter i bransjen.

Krav til masser og veibygging er tilpasset masseuttak fra pukkverk osv., og ikke tilrettelagt for masser fra tunneler. Løpende kontroll- og analyseprogram for bruk av tunnelmasser må komme på plass tidlig. Til sist vil den samfunnsmessige gevinsten ikke fullbyrdes før det legges opp til samhandling med andre prosjekter og tilgjengeliggjøring av massene for andre aktører.

Både Bane NOR og Statens Vegvesen stiller krav til størst mulig grad av gjenbruk av masser og kortest mulig massetransport (Statens Vegvesen, 2014; Bane NOR, 2019c). Alle prosjekter skal utarbeide planer for massehåndtering i god tid før byggestart. Det er dessverre flere eksempler på gode intensjoner i overordnede planer, som ikke blir fulgt opp videre i prosjektet. Regionale planer for massehåndtering (Akershus Fylkeskommune, 2016) legger til rette for god masseutnyttelse.

Fornuftig og effektiv bruk av steinressurser, samt massehåndtering ellers i prosjektet, er helt nødvendig for at FRE16 skal bli et vellykket prosjekt. Prosjektet har gått langt i å vurdere bergarter, kvalitet, mellomlagring, knusing, gjenbruk og transport av masser fra anlegget allerede tidlig i planfasen. I denne artikkelen presenteres kunnskap, løsninger og planer prosjektet har jobbet frem, frem til nå.

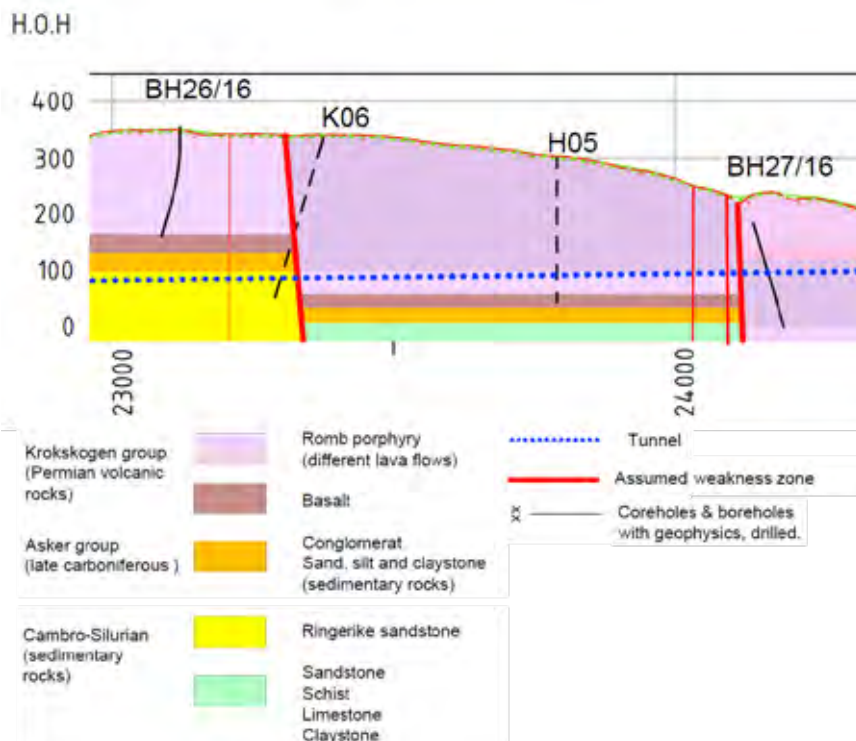
MASSEHÅNDERING I ARBEIDET MED REGULERINGSPLAN

«*Påvirkningsmuligheten til å redusere negative miljøpåvirkninger for prosjekt er størst tidlig i planleggingen*» (NFF, 2014). Samtidig må det erkjennes at store samferdselsanlegg ofte har endt opp med å gjøre det beste ut av situasjonen i etterkant av en planprosess og i liten grad tatt hensyn til utnyttelse av steinressursene. FRE16 har nettopp avsluttet en planprosess hvor dette hensynet ble med mye tidligere i prosessen enn vanlig. Prosjektet har undersøkt grundig hvilke kvaliteter av stein som kan forventes, og i hvilke mengder. Dette gir et bedre bilde av hvordan det er mulig å bruke og utnytte steinmassene best mulig. Denne kunnskapen har vært viktig input til planlegging av fremdrift og arealbehov i prosjektet, og i tillegg vært et av flere premisser for bestemmelse av entreprisegrenser i prosjektet.

Flere utredninger, som er en del av underlaget til reguleringsplanen, omhandler dette temaet. Sentrale aspekter fra bl. a. rapportene *Bruk av kvalitetsmasser i prosjektet* (Bane NOR, 2018a), *Volumstudier Avtjerna*, (Bane NOR, 2018b) og *Geologiske grunnforhold* (Bane NOR, 2019d) gjengis i denne artikkelen.

Geologi og materialkvalitet

Tunneltraséen mellom Jong og Sundvollen går gjennom et område bestående av kompleks geologi med bergarter tilhørende Oslofeltet (Figur 3), med kalkstein, skifer og sandstein i Oslofeltets kambrosilur bergarter, dårlig konsoliderte sedimenter i Askergruppen og mer motstandsdyktige permiske lavabergarter. De foldede kambrosilur bergartene er overlagret av forholdsvis flattliggende lavabergarter som rombeporfyr og basalt. Mellom kambrosilur bergartene og lavabergartene ligger Askergruppen diskordant. Det er flere forkastninger av ulik størrelse med ulike spranghøyder, som gjør det vanskelig å kjenne de eksakte nivåene til de ulike bergartslagene i tunneltraséen. Det har derfor vært nødvendig å utføre en rekke grunnundersøkelser for å få bedre kjennskap til blant annet; bergartsfordelingen, bergmasseegenskaper, svakhetssoner, områder med utfordrende driveforhold, og hydrogeologiske forhold. Disse undersøkelsene har også vært sentrale for å vurdere utnyttelse av tunnelmassene.



Figur 3. Utsnitt fra geologisk lengdeprofil for jernbanetunnelen mellom Sandvika (Jong) og Sundvollen.

Det er utført flere analyser av bergartsmateriale hentet fra kjerneboringer. Analysene har blitt utført av BeCo-Tec AS og SINTEF. Bergartsanalysene er valgt for å vurdere om steinmassene tilfredsstiller både *mekaniske* krav til å benyttes i veg- og jernbaneoppbyggingen og *kjemiske* krav til tilslagsformål for betong og asfalt, samt ved bruk av masser i fyllinger. (Figur 4)

Benyttede undersøkelsesmetoder for testing av anvendelse for steinmateriale	
Type undersøkelse	Metode
Forenklet petrografisk analyse	NS-EN 932-3
Flislighetsindeks	NS-EN 933-3
Motstand mot knusing v/ Los Angeles test	NS-EN 1097-2
Motstand mot slitasje v / Micro deval test	NS-EN 1097-1
RISTE test	EN 12457-3
Analyse av tungmetaller (inkl. Uran og Thorium) og	Tester i hht M310 2015 (Identifisering og karakterisering av syredannende bergarter) tabell 4
Naturlig radioaktivitet	Veileder fra NGU: Radon fra pukk (https://www.ngu.no/sites/default/files/radonfrapukk.pdf)
Totalt svovel innhold	NS-EN 1744-1, punkt 11
Syre løslig sulfat	NS-EN 1744-1, punkt 12
Vannabsorpsjon og korndensitet	NS-EN 1097-6
Alkalireaktivitet ved punktelling i tynnslip	Norsk Betongforening Publikasjon nr. 32
Differensial termisk analyse for bestemmelse av kvarts og kisinnhold	DTA-analyse (ved behov, dersom total svovel > 0,1 %)

Figur 4. Oversikt over bergartsanalyser som er utført for å kartlegge mulig produksjon av kvalitetsmasser fra sprengstein.

De totale mengder stein som er beregnet fra de planlagte tunnelene og skjæringene blir anslått til om lag 9.800.000 kubikkmeter stein. Av dette regner prosjektet å kunne bruke omtrentlig 3,6 millioner kubikkmeter til fyllinger i traseen for veg og bane. 2,2 millioner kubikkmeter anslås som kvalitetsmasser (knust og siktet). Prosjektet vurderer også muligheten for å bruke ytterligere 0,8 millioner kubikkmeter som tilslag til betong, og planlegger å lagre om lag 3 millioner kubikkmeter ved Avtjerna i Bærum rett sør for Sollihøgda.

Resultatene fra første runde med bergartsanalyser viser at omtrent alle prøvene oppfyller de mekaniske kravene til oppbyggingen av bane og veg. Rundt en tredjedel tilfredsstiller kjemiske krav til produksjon av tilslag til betong og asfalt. Basert på dette forventes det å kunne bruke rombeporfyrr og basalt til alle veg- og baneformål, som utgjør størsteparten av bergartsvolumet. Det vil imidlertid være nødvendig med ytterligere analyser for å verifisere

brukbarheten til asfalt- og betongtilslag. De andre bergartene forventes også å ha flere bruksområder.

Analyseresultatene viser at det vil være mulig å forsyne prosjektet med store deler av de kvalitetsmassene det er behov for. Masser til frostsikringslag, forsterkningslag og masser for tilbakefylling inntil konstruksjoner har de laveste kravene til kvalitet, og er derfor de massene som mest sannsynlig kan produseres internt i prosjektet. Det antas også å være mulig å produsere ballastpukk, asfalt og betongtilslag, dersom man klarer å sortere ut store nok volum av god nok stein. Siden det vil være lokale variasjoner i bergmassen underveis er det usikkerhet knyttet til hvor store mengder det vil være av de ulike kvalitetene.

Steinen knuses til ønsket fraksjon i mobile knuseverk. Basert på gjeldende fremdriftsplan må omtrent alle masser som kan knuses for bruk i under- og overbygning mellomlagres i en periode. Det er derfor mellomlagring av masser før og/eller etter knusing som er bestemmende for arealbehovet, samt å legge til rette for seinere bruk utover prosjektet

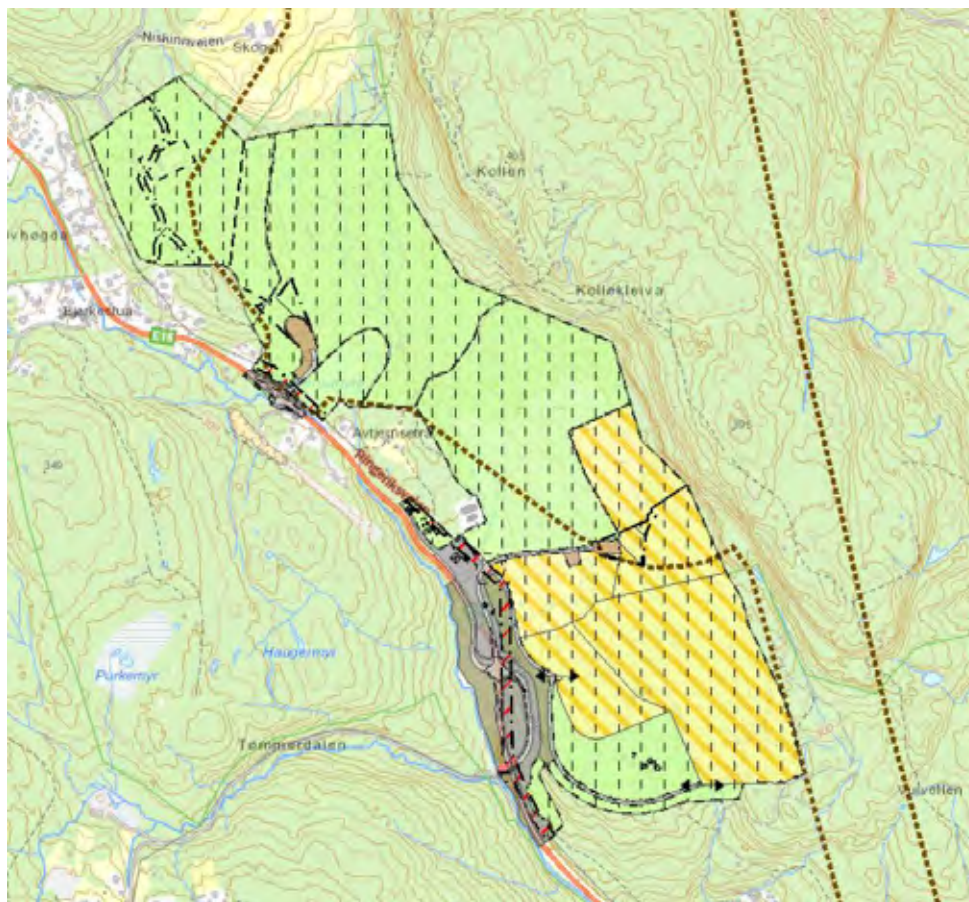
Bergartsanalysene har gitt et godt bilde og utgangspunkt for å kunne lage en god massehåndteringsplan. Det vil også være mulig å legge igjen godt dokumenterte massedeponier for seinere bruk. Dette gjelder både kvalitetsmasser og masser til fyllinger osv. Det er heller ingen indikasjoner på radonfare, syredannende bergarter eller utvasking av tungmetaller.

Reguleringsplan og massestrategi

Basert på dagens kunnskap og et foreløpig kostnadsoverslag, er det anslått at egenproduksjon av kvalitetsmasser kan redusere kostnadene betraktelig, i motsetning til å kjøpe massene. Det skal detaljeres videre hvilke massetyper og fraksjoner som skal brukes i prosjektet. Det bør også vurderes om det er mulig å samkjøre fraksjonene som skal benyttes til veg- og bane i større grad.

Større grad av gjenbruk vil redusere mengden stein fra tunnelene som må lagres permanent eller gjenbrukes på annet vis etter at prosjektet er ferdig. Egenproduksjon eller innkjøp av kvalitetsmasser vil derfor få konsekvenser for flere fag og tema, blant annet arealbruk, klima, miljø og hensyn til omgivelsene.

Viktigheten av å sette av tilstrekkelig med arealer til massehåndtering i reguleringsplanen gjentas ofte. Samtidig er det viktig å tydeliggjøre at en reguleringsplan skal være en realistisk samfunnskontrakt. FRE16 har i flere omganger utredet behovet for arealer, og har kommet frem til en reguleringsplan som tydelig reflekterer prosjektets behov og prioriteringer (Figur 5).



Figur 5. Reguleringsplanen for Avtjerna, som er hovedområdet for massehåndtering. Ulik farge og skravur viser hva som tillates i de ulike arealene. Reguleringsplanen er offentlig tilgjengelig på våre nettsider (www.banenor.no).

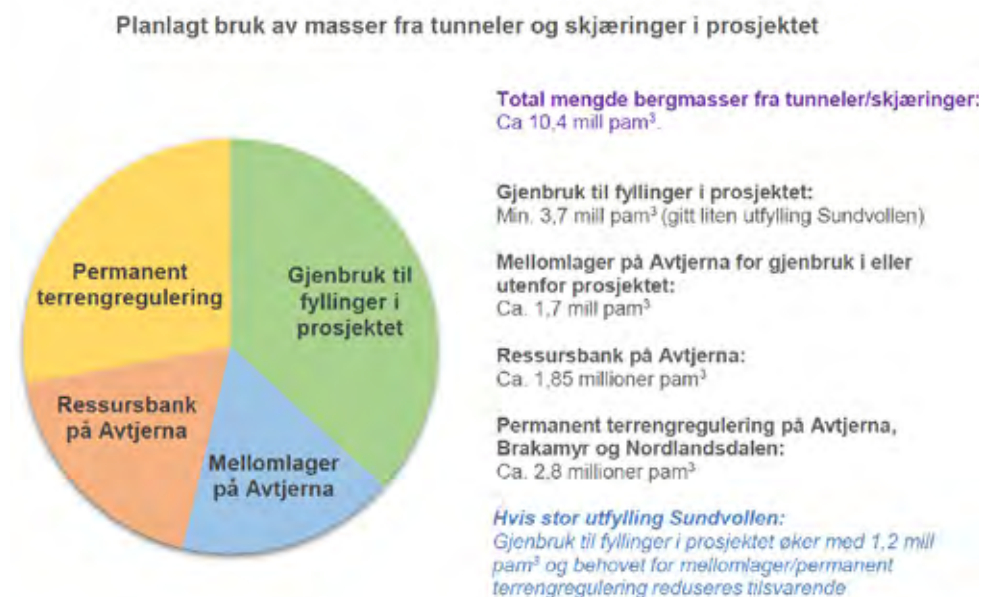
For de ulike arealene i reguleringsplanen er det presisert hva slags aktiviteter som kan foregå, om bruken vil være permanent eller midlertidig, samt transportruter og påkobling til eksisterende infrastruktur. Der det skal foregå oppfylling er det tydeliggjort hvilke kotehøyder som er tillatt, samt totalt volum. Det fremgår også en vurdering av miljøkonsekvenser.

I reguleringsplanforslaget som ble sendt ut våren 2018 ble det vist midlertidig og permanent lagring av overskuddsmasser på fire områder, Avtjerna og Brenna i Bærum og Brakamyra og Nordlandsdalen i Hole. Da reguleringsplanen var ute på høring kom det inn flere merknader knyttet til massehåndtering.

Det er flere aktører som ønsker å etablere ressursbank eller gjenvinningsanlegg for masser i området rundt Avtjerna. Siden dette er tiltak som kan bidra til økt gjenbruk av overskuddsmasser i prosjektet er det arbeidet for å imøtekomme disse ønskene i et samarbeid

med Bærum kommune om en ressursbank. Med ressursbank menes her et område for gjenvinning og mellomlagring av stein, løsmasser og andre byggeråstoff.

Figur 6 viser hvordan bergmassene i prosjektet er planlagt benyttet. Omtrent 50 % av massene fra tunnelene og skjæringene i prosjektet vil gjenbrukes og omtrent 20 % vil inngå i ressursbanken.



Figur 6. Sektordiagram som illustrerer planlagt bruk av masser fra tunneler og skjæringer i FRE16.

Det er også behov for areal til andre funksjoner på Avtjerna. Det viktigste er arealer for knusing av stein til bruk i prosjektet, arealer for tverrslag for tunneldriving med tilhørende riggområder og arealer for riggområder. Det kan også bli aktuelt å benytte arealer på Avtjerna til å etablere en fabrikk for betongproduksjon i anleggsperioden.

MASSEHÅNDTERING I KONTRAHERING OG UTFØRELSE

Virkemidler og incentiver

Kortreist Stein tydeliggjør i sitt arbeid at en kontrakt må være et verktøy for økt anvendelse av masser, og ikke en «hemsko» (SINTEF, 2016). I første omgang er inndelingen av prosjekter og deretter i entrepriser ofte førende for massehåndteringen. Deretter kan det benyttes ulike virkemidler og incentiver i kontraktene. Opsjoner, bonuser og andre incentiver kan være gode virkemidler. Samtidig er det viktig at anskaffelsen sørger for en anleggsgjennomføring der produksjon av kvalitetsmasser ivaretas. Tildelingskriterier, kompetansekrav og øvrige krav i kontrakten er sentrale her.

Det viktigste grepet FRE16 har gjort for å sørge for en best mulig utnyttelse av massene har vært å opprette en egen entreprise som skal ta imot masser på Avtjerna fra de øvrige entreprisene, produsere kvalitetsmasser, som igjen brukes i prosjektet (Figur 7). Her vil nesten all steinforedling og mellomlagring skje, i tillegg til mottak av masser til permanent deponi.

Egen entreprise for massehåndtering

Målsettingen til FRE16 har vært å ivareta en bærekraftig ressursutnyttelse og samtidig en god prosjektøkonomi. Vurderingene som er gjort tilsier at en egen entreprise for massehåndtering sikrer optimal massebalanse og gjenbruk på tvers av entrepriser, samt gjør det enklere å legge til rette for fremtidig ressursbank. Totalt sett er dette vurdert til å være det mest lønnsomme for prosjektet. Massehåndteringsentreprisen skal ha grensesnitt mot alle andre entrepriser i prosjektet som produserer eller har behov for masser. FRE16 sin vurdering er at denne rollen krever en kompetanse og en kontroll som kjernevirksomhet, og ikke som en bi-virksomhet ved siden av grunnarbeider.

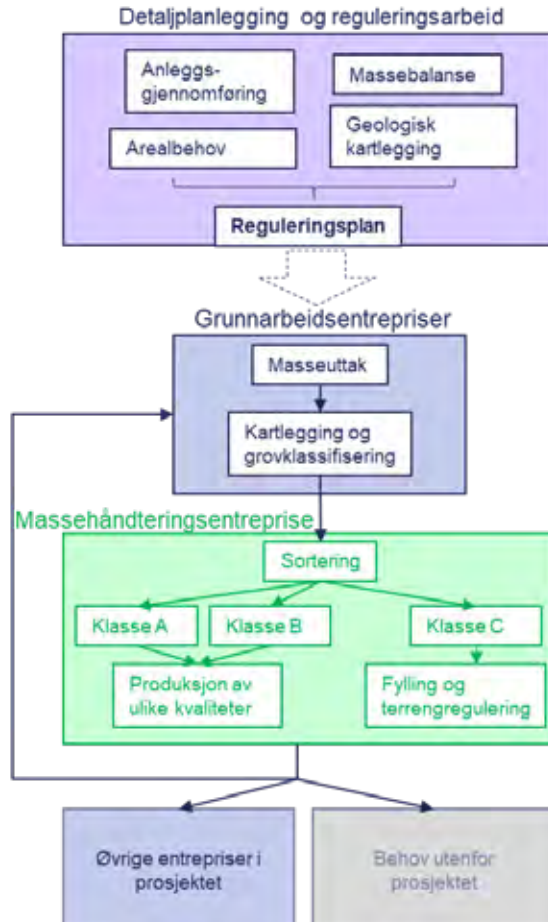
Massehåndteringen på Avtjerna administreres i en egen entreprise, for å kunne bidra til faglig utvikling og der valg av entreprenør bygger på kapasitet, innovasjon, og pris. Her vil også maskin- og knuseverk-leverandører kunne utfordres. Kvalitet, logistikk og miljørettede løsninger vil bli vektlagt.

Dagens krav til steinmaterialer i bane- og vegoppbygninger krever stein og pukk uten finstoff. Det er en utfordring i Norge med store volum finstoff som ikke kan brukes til produksjon. Ved knusing og sikting av stein fra tunnelmasser må en beregne vel 25% finstoff som ikke kan brukes til veg- og baneoppbygging.

Fellesprosjektet vil arbeide aktivt med å redusere restlageret av denne massen i tett samarbeid med fagmiljøene innen betongproduksjon. Målet er å bruke denne massen, framfor natursand, som en ressurs som kan brukes i størst mulig grad. Prosjektet ser for seg en teknologi hvor massen vaskes for å skille ut den uønskede delen av finstoffet.

For denne massetypen vil en anta at en bare sitter igjen med ca 10% av finstoffet. For dette stoffet er det teknologisk utvikling i markedet for alternativ bruk. Lykkes dette kan en løse et samfunnsproblem med store finstofflager fra norsk steinproduksjon.

Fellesprosjektet ønsker ved en slik beslutning å stimulere alle ledd i leverandørmarkedet til miljørettet faglig utvikling. Målet er å gi utnyttelse av alle former for masser en sentral rolle i prosjektet. På grunn av prosjektets store volum av steinmasser, ønsker vi å utfordre næringen på kompetanse og miljørettede forbedringer.



Figur 7. Flytskjema som viser hvordan massehåndteringen har vært sentral i arbeidet med detaljplan og reguleringsplan, som videre har vært premissgivende for inndeling i entrepriser og for masseflyten i prosjektet.

Undersøkelser for å planlegge produksjon

Stein fra driving av tverrslagene (adkomsttunnelene), som er de første tunnelarbeidene i rekken, vil hovedsakelig brukes til fyllinger lenger nord i prosjektet eller til å fylle opp områder som senere skal benyttes for knusing og sortering. Dersom det er overskudd av stein fra drivingen av tverrslagene kan det også sorteres etter kvalitet. Når arbeidene med driving av servicetunnel og hovedløp starter, vil produksjonen av stein øke betraktelig. Steinen må da sorteres etter kvalitet for å skille massene som skal til knusing fra massene som skal brukes til permanente oppfyllinger.

Sortering av steinen fra tunnelene må planlegges godt på forhånd og følges nøye opp i gjennomføringen. Dersom man ikke lykkes med å sortere steinen godt nok vil det bli vanskelig å oppfylle kvalitetskravene som stilles for veg- og baneformål. Behovet for

sortering etter kvalitet må veies opp mot andre hensyn. Urimelig høye krav til sortering kan gi en mindre effektiv anleggs gjennomføring og forsinke fremdriften. Det foreslås derfor å sortere steinen fra tunnelene på tre kvaliteter:

- 1) Stein av meget god kvalitet: Til ballastpukk, asfalttilslag mm
- 2) Stein av god kvalitet: Til forsterkningslag mm
- 3) Stein av blandet/dårlig kvalitet: Til frostsikringslag, fyllmasser mm

Stein av god og meget god kvalitet kjøres til mellomlager for knusing og sortering. Stein av blandet/dårlig kvalitet kjøres til permanent masselager eller brukes til fyllinger i prosjektet. For å ikke forsinke fremdriften for tunneldrivingen må det planlegges på forhånd hvordan steinen skal sorteres. Her er kartlegging av bergmassekvaliteten og sonderboringer sentralt. Driveopplegget til entreprenøren vil også spille en viktig rolle. Eksempelvis kan servicetunnelen brukes som en «pilot» for å forutsi kvaliteten i hovedløpet, siden drivingen av denne går raskere og vil ligge foran hovedløpet.

For å ha en rasjonell og effektiv logistikk i tunnelen anses det ikke mulig å sortere steinen etter hver salve. Det må derfor planlegges på forhånd hvilke seksjoner av tunnelen som skal til knusing/mellomlager og permanent masselager. Det antas å være nødvendig å opprette «feltlaboratorium» for å kunne vurdere kvaliteten fortløpende.

OPPSUMMERING OG VIDERE ARBEID

For å illustrere prosjektets massestrategi er det satt sammen en film som viser massehåndteringen fra start til slutt (Figur 8). Denne filmen er hoveddelen av presentasjonen i konferansen. Her vises fremdriften til anleggsarbeidene kvartalsvis, sammen med massestrømmer internt i prosjektet. Til slutt vises fordelingen av masser på massehåndteringsområdet Avtjerna, som har en sentral plassering i prosjektet, som 3D-modeller, for å gi et bilde av volumer og terrenghøyder. Dette vises sammen med plassering av rigg, knuseverk osv. på anlegget, og hvordan dette endrer seg med tiden, frem til permanent situasjon.



Figur 8. Utlipp fra animasjon som illustrerer massehåndteringen. Øverst vises hvordan området på Avtjerna vil utvikle seg. Nederst vises massestrømmer i hele prosjektet.

Fremover vil det være nødvendig å utføre ytterligere bergartsanalyser, for å komme frem til riktig nivå av løpende kontroll og analyse av tunnelmasser og andre masser. Spesielt med tanke på krav til kjemisk sammensetning. Det må jobbes videre med å begrense usikkerhet rundt tilgjengeligheten på tunnelstein i forhold til behovet i de øvrige entreprisene i prosjektet, samt behovet til tilgrensende prosjekter.

REFERANSER

Bane NOR (2018a): "Ringeriksbanen, Jong – Hønefoss, Bruk av kvalitetsmasser i prosjektet" Dok.nr. FRE-00-A-30100

Bane NOR (2018b): "Ringeriksbanen, Sollihøgda, Volumstudier Avtjerna" Dok.nr. FRE-20-A-30020

Bane NOR (2018c): "FRE-TK-02 Sollihøgda, Ingeniørgeologisk rapport" Dok.nr. FRE-20-A-30203

Bane NOR (2019a): "FRE-TK-00 Generell, FRE16 Pluss - Tiltak for et mer bærekraftig Fellesprosjekt Ringeriksbanen og E16" Dok.nr. FRE-00-A-30113

Bane NOR (2019b): "FRE TK-00, Søknad om tillatelse etter forurensningsloven Anleggsarbeider for området Jong-Sundvollen" Dok.nr. FRE-00-A-30220

Bane NOR (2019c): Teknisk Designbasis For Intercity

Bane NOR (2019d): Geologiske grunnforhold

European Commission. (2011). Roadmap to a resource efficient Europe. Communication from the Commission to the European Parliament, the Council, the European economic and social committee and the committee of the regions, 26-pp.

European Commission. (2008). The raw materials initiative—meeting our critical needs for growth and jobs in Europe.

Galler, R. (2019, April). Tunnel excavation material—waste or valuable mineral resource?—European research results on resource efficient tunnelling. In Tunnels and Underground Cities. Engineering and Innovation Meet Archaeology, Architecture and Art: Proceedings of the WTC 2019 ITA-AITES World Tunnel Congress (WTC 2019), May 3-9, 2019, Naples, Italy (p. 342). CRC Press.

Norsk Forening For Fjellsprengningsteknikk (2014): Anbefalte retningslinjer for utarbeidelse av miljøbudsjett og miljøregnskap for tunneler. Teknisk rapport 16.

Rasch, M. K. (2018). Applying material flow analysis for optimizing construction aggregates management in the road sector (Master's thesis, NTNU).

Statens Vegvesen (2014): Avfallshåndtering, Håndbok R765

SINTEF (2016): Kortreist Stein, Prosjektbeskrivelse

Stortinget (2019): Skriftlig spørsmål fra Siv Mossleth (Sp) til samferdselsministeren, Dokument nr. 15:1335 (2018-2019)

RESULTATER FRA FORSKNINGSPROGRAMMET KORTREIST STEIN**Results from the research program Use of local materials**

Eivind Heimdal, Veidekke Anlegg AS
Torun Rise, SINTEF Community

SAMMENDRAG

Kortreist stein er et innovasjonsprosjekt gjennom Norges Forskningsråds BIA-program, med mål om økt bruk av lokale steinmaterialer fra store samferdselsprosjekter. Disse massene blir ofte lagt på deponi uten å komme til nytte eller de benyttes til fylling av byggeområder av ulike slag.

Kortreist stein har fokusert på bedre massebalanse og mer høyverdig bruk av massene. Med høyverdig bruk menes i hovedsak til bruk i bunden og ubunden bruk, slik som i veg- og baneoppbygging samt som tilslag i asfalt og betong.

Arbeidet i Kortreist stein viser at det er mulig å få høyere utnyttelsesgrad på tunnelmasser. Det er enkelte elementer som peker seg ut som viktige suksessfaktorer for at graden av høyverdig bruk skal bli best mulig. Dette omfatter i første omgang et mål om størst mulig utnyttelse av lokale masser tas med i planleggingen så tidlig som mulig, gjennom planprosessene og reguleringsplanarbeidet. Her må det blant annet tas høyde for nødvendig areal, slik at det avsettes nødvendig plass til sortering, bearbeiding og lagring av massene.

Et annet viktig suksesskriterium er grundig geologisk kartlegging, som også omfatter bergmassekvalitet med fokus på aktuelle bruksområder. God kunnskap om geologi og bergmasseforhold vil også kunne danne grunnlaget for forbedring i uttak og prosessering av massene.

Les mer på www.kortreiststein.no. Her vil også prosjektets rapporter bli publisert.

SUMMARY

Kortreist stein (Local use of rock materials) is an IPN-project in a program by the Research Council of Norway for User- driven Research based Innovation (BIA). The main objective of the project is to increase use of local materials from major transport projects. These masses are often placed on landfill without any benefit or they are used to fill building sites of various kinds.

Kortreist stein has focused on better mass balance and a more high-quality use of the masses. By high-quality use is meant mainly for use as bound and unbound material, such as in road and rail construction as well as aggregates in asphalt and concrete.

The work in Kortreist stein has shown that it is possible to obtain a higher utilization of tunnel masses. There are some elements that stands out as important success factors in order to increase the use of local materials. Initially, this includes that a goal of maximizing the utilization of the local masses is brought into the planning processes as early as possible. Among other things, there should be taken into account the need for necessary area, to make sure there will be enough space allocated for sorting, processing and storage of the masses.

Another important success criterion is thorough geological mapping, which also includes rock mass quality with a focus on relevant areas for use. Good knowledge of geology and rock mass conditions will also form the basis for improvements in utilization and processing of the masses.

For more information, go to our website www.kortreiststein.no. The reports from the project will be published here.

INNLEDNING

Kortreist stein er et innovasjonsprosjekt gjennom Norges Forskningsråds BIA-program, som startet i 2016 og som avsluttes i 2019. Prosjekteier er Veidekke Entreprenør, i tillegg deltar Veidekke Industri AS, Metso Norway AS, Multiconsult AS, Asplan Viak, Statens Vegvesen, Bane NOR, Hordaland Fylkeskommune og Bergen kommune som industripartnere i tillegg til forskningspartnerne SINTEF Community, Norges Geologiske Undersøkelse (NGU) og NTNU ved institutt for bygg, anlegg og transport samt institutt for geovitenskap og petroleum.

Bakgrunnen for prosjektet var målet om økt bruk av lokale steinmaterialer fra store samferdselsprosjekter. Disse massene blir ofte lagt på deponi uten å komme til nytte eller de benyttes til fylling av byggeområder av ulike slag.

Store mengder tunnelmasser "dumpes" årlig i Norge, samtidig som det lokalt og regionalt ofte er både masseoverskudd og masseunderskudd. 50% av all tilslagsproduksjon i Norge benyttes i veganlegg (Neeb, 2015) og 20% av all lastebiltransport er transport av tilslagsmaterialer (Lagerblad et.al, 2008). I tillegg brukes det mer energi på å transportere tilslagsmaterialer, enn det tar å produsere dem (Danielsen, Wigum og Cepuritis, 2014). Dette danner grunnlaget for store besparelser, både økonomiske, miljømessige og ressursmessige, ved å øke bruken av lokale masser.

BAKGRUNN

Kortreist stein har fokusert på bedre massebalanse og mer høyverdig bruk av massene. Med høyverdig bruk menes i hovedsak til bruk i bunden og ubunden bruk, slik som i veg- og baneoppbygging samt som tilslag i asfalt og betong.

Det finnes flere gode eksempler til etterfølgelse, blant annet er det utarbeidet regional plan for masseforvaltning i Akershus (Akershus fylkeskommune, 2016) og regionalplan for massehåndtering på Jæren (Rogaland fylkeskommune, 2017). Dette er planer som har til hensikt å legge opp til en bærekraftig håndtering av masser fra bygge- og anleggsaktivitet i regionene. Her har man altså valgt å heve blikket for å se på utfordringene knyttet til massehåndtering i regionen under ett, og øke graden av gjenbruk av overskuddsmasser til samfunnsnyttige formål på tvers av prosjekter.

Eksempelvis er mengden masser som blir generert på Jæren mye større enn tilgjengelig utfyllings og deponi-volum. Dette, i tillegg til ønsket om en endring i dagens praksis der overskuddsmasser blir sett på som avfall, er noe av hovedargumentene bak utarbeidelsen av regionplan for massehåndtering på Jæren. Ressurspyramiden, som illustrert i Figur 1, illustrerer hvordan man kan planlegge massehåndteringen i prosjekter slik at overskuddet reduseres.

Kortreist stein har valgt å fokusere på fire områder i sitt arbeid med økt utnyttelse av overskuddsmasser:

- Planprosesser og ressursforvaltning
- Kontrakter, incentiver og forretningsmodeller
- Produksjon og anvendelse
- Miljø og energibruk

Disse beskrives nærmere i det videre.



Figur 1: Ressurspyramiden (Hordaland fylkeskommune, 2017).

PLANPROSESSER OG RESSURSFORVALTNING

Kortreist stein har gjennom sitt arbeid sett at det ofte finnes gode intensjoner i planprogrammene knyttet til bruk av overskuddsmasser. Utfordringene er dessverre ofte knyttet til dårlig forankring i tillegg til at intensjonene ikke blir fulgt opp i det videre planarbeidet. Gjennom arbeidet i Kortreist stein er det gjort studier av planarbeid og gjennomføring av flere større infrastrukturprosjekter. Det er vanskelig å se noen trend i eksemplene som er studert, bortsett fra at overskuddsmassene stort sett deponeres på billigst mulig måte.

Det er flere elementer som viser seg å være avgjørende for optimalisering av overskuddsmasser. Et svært viktig punkt er å sørge for at man allerede i tidlig planfase tar inn momenter knyttet til bruk av overskuddsmasser. Dette omfatter blant annet at det settes av tilstrekkelig areal for bearbeiding og lagring av masser. Kunnskap om geologi og bergmasseforhold på et tidlig tidspunkt er også av avgjørende betydning. Dette for å kunne utarbeide god planer for massehåndteringen i prosjektet, i tillegg til å ha kontroll på forventet kvalitet og aktuelle bruksområder.

Dagens krav til geologisk kartlegging omfatter i stor grad ingeniørgeologiske forhold, med fokus på bergmassestabilitet og sikring. Økt bruk av lokale masser krever at man har tilstrekkelig informasjon om kvalitet og egnede bruksområder. Med bakgrunn i dette vil det i prosjektet bli utarbeidet en geologisk veileder med anbefalinger til hva som bør kartlegges i de ulike planfasene for å sørge for størst mulig utnyttelse av overskuddsmasser.

KONTRAKTER, INCENTIVER OG FORRETNINGSMODELLER

I dagens kontraktregime ligger initiativet knyttet til hva man gjør med de utsprengte massene fra tunnelprosjektet i Norge i stor grad hos Byggherren. Mest vanlig er det at massene fra anleggsprosjekter deponeres der prosjektene er lokalisert, dersom ikke massene kan avhendes lokalt eksempelvis i forbindelse med nærliggende utfyllinger.

Tidlig involvering omtales ofte som et vesentlig suksesskriterium; det har vist seg at dersom entreprenørene først kommer inn når prosjektet er ferdig regulert etter flere år med planprosess, er det ofte krevende å få gjort de store endringene og dette kan være med på å begrense prosjektenes handlingsrom til å velge de mest rasjonelle løsningene.

Det har skjedd en del endringer de senere årene i forhold til type kontrakt som benyttes i størres infrastrukturprosjekter. Tidligere var det i stor grad utførelsesentrepriser etter NS 8405 som ble brukt, ofte i kombinasjon med SVVs spesielle kontraktsbestemmelser. I en beskrevet entreprise etter NS 8405 er det Byggherren som skal stå for planlegging og prosjektering samt framskaffelse av nødvendig grunnlag for utførelse av arbeidet. I slike enhetspriskontrakter er det spesielt viktig av beskrivelsene er gode nok til å gi tilbyderne tilstrekkelig bakgrunnsinformasjon slik at prosjektet kan planlegges og prises på en god måte og at ikke risikofordelingen blir forskjøvet.

Nødvendig bakgrunnsinformasjon omfatter også geologisk rapport, som er et av de viktigste styrings- og planleggingsverktøyet man har med hensyn på hvordan tunnelsteinen skal håndteres. Dette forutsetter imidlertid at geologisk rapport er detaljert nok og inneholder informasjon om forhold som er knyttet til bruk av tunnelstein. Geologisk rapport må derfor være utarbeidet basert på grundig og detaljert geologisk kartlegging samt testing av kvalitetsparametere på representative prøver, både antall og lokalitet. Øvrige viktige styrings-

og planleggingsverktøy er et godt konkurransegrunnlag, med tilhørende forståelse og forankring i alle led i organisasjonen, både hos byggherre og entreprenør.

Ansvarsforhold og kontraktsform er viktige, men ikke avgjørende momenter for å kunne gjennomføre et tunnelprosjekt med størst mulig bruk av tunnelstein. I utgangspunktet kan konseptet kortreist stein gjennomføres med utgangspunkt i alle kontraktsformer. Dette forutsetter imidlertid at det i kontrakten beskrives og legges til rette for at tunnelstein skal brukes. Erfaringer viser at det vil gagne infrastrukturprosjekter, både for Byggherre og entreprenør, at grenseoppgangen for ansvarsforhold er entydig, og at ansvaret legges på den part som har mest kunnskap om prosjektet.

For en anleggsbransje som etterstreber en omstilling mot et grønnere fotavtrykk er det viktig at det legges opp og motiveres for en aktivitet med så lite massetransport som mulig og så stor bruk av tunnelstein som faglig forsvarlig. Dette setter krav til alle parter, men spesielt til dokumenter som utarbeides for bruk i slike prosjekter, da disse må så godt det lar seg gjøre gi et robust grunnlag for planlegging og anvendelse av kortreist stein.

PRODUKSJON OG ANVENDELSE

Optimal anvendelse av overskuddsmasser er i utgangspunktet avhengig av tre parametere; utgangsmaterialet, produksjonsteknologi og materialteknologi/anvendelse, som illustrert i Figur 2.



Figur 2: Viktige parameter for optimal utnyttelse av overskuddsmasser.

Som beskrevet tidligere er kartlegging av geologi og bergmasseforhold avgjørende for å kunne planlegge massehåndteringen og -bruken på en optimal måte. Geologien er naturlig nok styrende for hvilke anvendelser bergmassene er egnet til, men det er også flere elementer som kan være med på å forbedre bergmassenes kvalitet under driving. Dette omfatter eksempelvis valg av drivemetode (TBM vs. Boring og sprenging) og optimalisering av sprengningsopplegg, med mål om å unngå for mye overmasser samt redusere finstoffinnhold.

God geologisk kartlegging omfatter også et viktig grunnlag for optimalisering av drivingen, for å kunne planlegge ut fra bergmassens iboende egenskaper og variasjoner. Dette bereder også grunnen for hvilken kvalitetskontroll det bør legges opp til.

En optimal produksjonsteknologi omfatter i hovedsak forbedring av produktkvalitet gjennom prosessering. Dette innbefatter optimalisering av knusing og sortering av massene, samt tilpassing av produksjonskapasitet for å gi best mulig resultat. Materialstrøm og håndtering av massene ut av tunnelen og fram til ferdig produkt vil være et viktig element, for å blant annet redusere transport samt sørge for en mest mulig strømlinjeformet drift på anlegget. Lagring av massene er her et sentralt punkt, hvor det er viktig å ha tilstrekkelig areal for lagring av både tunnelmasser og ferdigprodukter.

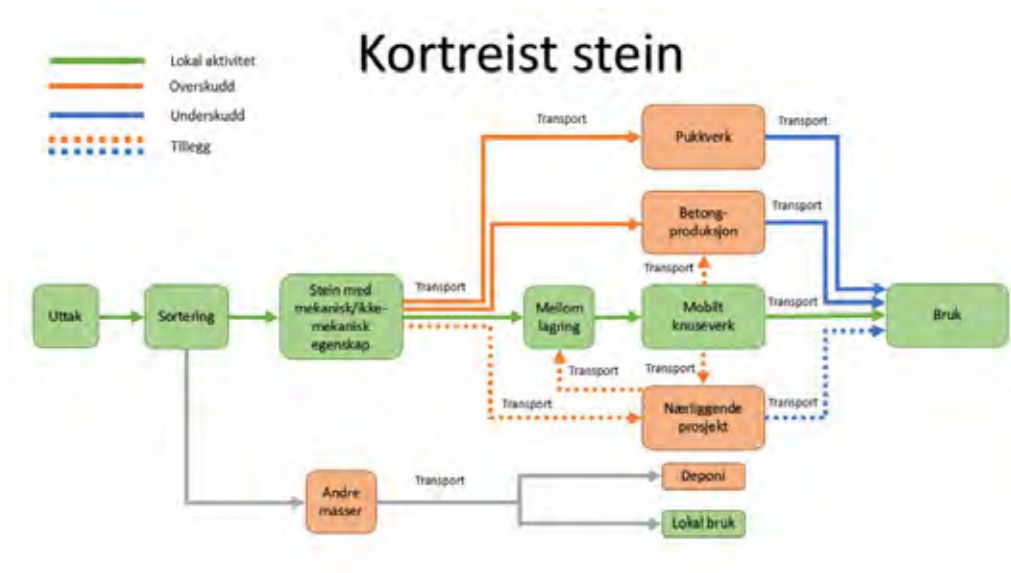
Materialteknologi er også et viktig element i både bruk av og prosessering av lokale masser. Gjennom materialdesign og proporsjonering, blanding og modifikasjoner/forbedringer kan massene i stor grad bearbeides slik at egnetheten for ulike formål øker i tillegg til at også utnyttelsesgraden øker. For bruk i veg- og baneoppbygging er kornform og mekaniske egenskaper de viktigste faktorene som avgjør massenes egnethet. For bruk i betong skal det også foretas petrografisk analyser for å identifisere om det finnes skadelige bestanddeler i massene, eksempelvis kismineraler.

MILJØ OG ENERGIBRUK

Det er i Kortreist stein utarbeidet et verktøy for beregning av klimagassutslipp fra håndtering av overskuddsstein i anleggsprosesser. Tunge steinmasser flyttes ofte over store anstender til og fra deponi og pukkverk, noe som medfører betydelige klimagassutslipp.

Beregningsverktøyet SteinLCA synliggjør og sammenligner klimagassutslipp for ulike scenarioer for håndtering av steinmasser i anleggsprosjekter. SteinLCA kan brukes både på et tidlig- og mellomstadium i planleggingen av veg- og baneprosjekter, og i prosjekter under bygging, og er aktuelt for både entreprenører, rådgivere og beslutningstakere.

Verktøyet beregner klimagassutslipp for ulike teknologier for transport, lasting og knusing av stein, slik at ulike alternativer for massehåndtering kan sammenlignes for å tallfeste hvilken håndtering av steinmassenes om gir minst klimagassutslipp. SteinLCA er derfor et viktig verktøy som bidrar til bedre beslutningsgrunnlag ved gjenbruk av kvalitetsstein. Verktøyet kan også bidra til å redusere utslippene fra anleggsprosjekter betraktelig ved å planlegge riktig på et tidlig tidspunkt i prosjektet.



Figur 3: SteinLCA.

CASE BERGEN

Prosjektet E39 Sveгатjörn-Rådal, K10 Sveгатjörn-Fanavegen er et av Veidekkes prosjekter som er benyttet som case i Kortreist stein. Prosjektet omfatter blant annet to tunneler med dobbelt løp; Skogafjelltunnelen med lengde ca. 1430 meter og Lyshorntunnelen med lengde ca. 9160 meter, hvor det totalt er planlagt tatt ut ca. 1800000 fm³ tunnelstein.

I kontraktsgrunnlaget er det beskrevet at tunnelstein fra prosjektet skal benyttes i vegoppbyggingen, og at sprengsteinen vil være godt egnet til de fleste formål i forsterkningslag og i stor grad vil være brukbar i bærelag. Under drivingen viste det seg at geologien varierte mer enn forventet, og at bergmassene ikke var av så god kvalitet som man kunne anta ut fra kontraktsgrunnlaget. Med bakgrunn i dette, samt entreprenørens ønske om høytes mulig grad av utnyttelse av tunnelmassene i prosjektet, ble det utarbeidet en arbeidsmetodikk for å ha størst mulig kontroll på massene;

- Steg 1: Monitorering av boredata (MWD)
- Steg 2: Prøvetaking
- Steg 3: Mekanisk laboratorietesting
- Steg 4: Prioritering av masser og knusing
- Steg 5: Vegbygging

Det er i K10 erfart at resultatene fra MWD er svært gode data som sammen med visuell inspeksjon av bergmassen har vært med på å gi gode prognoser på forventet bergmassekvalitet. De gode prognosene har igjen gitt prosjektet god anledning til å planlegge driften med prioritering av massene før utkjøring, og man har i forkant av hver salve hatt en indikasjon på om massene kan karakteriseres som "gode" eller "dårlige".

I tillegg er det gjennomført omfattende prøvetaking av massene på anlegget. Veidekke valgte også å etablere en egen lab (Geolab) for å få kunne gjennomføre nødvendige analyser hvor

prøveresultatene ble klare så raskt som mulig. Mekaniske analyser har i hovedsak omfatter LA-verdi og Micro-Deval-verdi, og med bakgrunn i dette har man hatt svært god kontroll på massene. Prosjektet har utført mye knusing for å kunne bruke tunnelstein, men har erfart at det er behov for store areal for å kunne ivareta nødvendig sortering, bearbeiding og lagring. Dette omfatter både lagring av masser til ulike bruk, samt lagring av ferdigprodukter i påvente av bruk. Gjennomgående kontroll på massene, fra de tas ut fra tunnelen til de er benyttet i vegoppbyggingen, har vært helt avgjørende for å kunne dokumentere kvaliteten på massene og ivareta riktig bruk.

Veidekke har hatt fokus på utnyttelse av tunnelmasser i mange prosjekter, men K10-prosjektet er første gang hvor det er utarbeidet en systematisk tilnærming med direkte kartlegging og dokumentasjon av kvaliteten av bergmassen under driften. Dette har gitt mange nye erfaringer og utfordringer, både i hvordan man planlegger, men også gjennomfører et tunnelprosjekt. Et av de viktigste momentene er å ha kontroll på kvaliteten i alle ledd, det være seg fra massene tas ut av tunnelen til de er ferdig bearbeidet og tilbakeført i veglinja. Etablering av Geolab har vist seg å være et av suksesskriteriene her for å ha så god kontroll på massene som mulig.

Veidekkes erfaringer fra kvalitetsoppfølging viser at det er fullt mulig å etablere systemer og rutiner for oppfølging av tunnelmassene som gir grunnlag for planlegging av ulike typer utnyttelse. En videreutvikling av konseptet Kortreist stein bør i større grad se nærmere på hvilke bergmasser man har i de ulike prosjektene og hva disse kan benyttes til. I dette ligger også vurdering av aktuelle bruksområder for finstoff.

OPPSUMMERING

Arbeidet i Kortreist stein viser at det er mulig å få høyere utnyttelsesgrad på tunnelmasser. Det er enkelte elementer som peker seg ut som viktige suksessfaktorer for at graden av høyverdig bruk skal bli best mulig. Dette omfatter i første omgang at et mål om størst mulig utnyttelse av lokale masser tas med i planleggingen så tidlig som mulig, gjennom planprosessene og reguleringsplanarbeidet. Her må det blant annet tas høyde for nødvendig areal, slik at det avsettes nødvendig plass til sortering, bearbeiding og lagring av massene.

Et annet viktig suksesskriterium er grundig geologisk kartlegging, som også omfatter bergmassekvalitet med fokus på aktuelle bruksområder. God kunnskap om geologi og bergmasseforhold vil også kunne danne grunnlaget for forbedring i uttak og prosessering av massene.

Videre må kontraktene i framtiden utarbeides på en slik måte at de inkluderer entreprenør og rådgiver i tidlig fase, helst allerede på reguleringsplanstadiet. For å sikre optimal utnyttelse av overskuddsmasser bør kontraktsfilosofien endres, eksempelvis til samspills- og IPD-kontrakter, hvor alle parter jobber mot en felles utviklet målpris og med klare rammer for håndtering av risiko.

Da forskningsprosjektet Kortreist stein startet opp i 2016 var det et prosjekt med mål om økt bruk av lokale steinmaterialer fra store samferdselsprosjekter. De siste årene har Kortreist stein utviklet seg til også å bli et begrep som benyttes av en stadig større del av bransjen. Dette er selvfølgelig svært gledelig for partnerne i prosjektet, som håper arbeidet knyttet økt fokus og økt bruk av lokale masser vil videreføres i framtiden.

Les mer på www.kortreiststein.no. Her vil også prosjektets rapporter bli publisert.

REFERANSER

Danielsen, S.W., Wigum, B. J. og Cepuritis, R. (2014): "Kortreist stein løser knipe". Kronikk publisert 2014-11-10 i Gemini (<https://gemini.no/kronikker/kortreist-stein-loser-knipe/>).

Neep, P. R. (2015): "Mineralressurser i Norge 2014. Mineralstatistikk og bergindustriberetning". Norges geologiske undersøkelse, Direktoratet for mineralforvaltning.

Lagerblad, B., Westerholm, M., Fjellberg, I. og Gram, H. E. (2008): "Bergkrossmaterial som ballast i betong". CBI Rapport 1:2008.

Rogaland fylkeskommune (2017): "Regionalplan for massehåndtering på Jæren 2018-2040". Vedtatt i Fylkestinget 13. desember 2017.

Akershus fylkeskommune (2016): "Masseforvaltning i Akershus". Vedtatt av fylkestinget 24. oktober 2016.

JORDSKJELV I NORGE / EARTHQUAKES IN NORWAY

Dr. Conrad Lindholm, SeismoConsult

SAMMENDRAG / SUMMARY

Norge har den høyeste jordskjelvaktiviteten nord for Alpene i Europa, og også det største nordeuropeiske jordskjelvet i nyere historie i 1819 i Mo i Rana. Jordskjelvaktiviteten er ikke jevnt fordelt, men konsentrert langs kysten og i overgangsregionen mellom Langfjella og kontinentalsokkelen. De større jordskjelvene ser ut til å konsentrere seg i disse regionene i tillegg til mer sjeldne, men store hendelser nær eller i Oslo- og Viking-graben.

Jordskjelvene er forårsaket av spenninger i jordskorpen som frigjøres brått langs eksisterende strukturer, selv når vi vanligvis ikke er i stand til å etablere en 1-til-1 forbindelse mellom jordskjelvet og den geologiske strukturen. Årsakene til spenningene i jordskorpen er flere, og en kombinasjon av “ridge push”, isostaisk oppløft, topografi og lokale glaciale variasjoner. En modell for å forklare den geografiske fordelingen og den lokale konsentrasjonen av jordskjelv blir presentert.

Norge er for øyeblikket det eneste skandinaviske landet som har implementert EC8 antiseismiske byggeforskrifter, og nye jordskjelvlaster som basis for EC8 anvendelsen ble ferdige i 2019.

Norway exhibits the highest earthquake activity north of the Alps in Europe, and also experienced the largest north European earthquake in recent history in 1819 in Mo i Rana. The earthquake activity is not evenly distributed, but concentrated along the coast and in the transition region between the mountains and the offshore shelf region. The larger earthquakes seem to concentrate in these regions in addition to more rare but large events near or in the Oslo and Viking grabens.

The earthquakes are caused by stress accumulation in the crust that are released abruptly along preexisting structures, even when we are generally unable to establish 1-to-1 correlation between the earthquake and the geological structure. The sources of the crustal stresses are manifold and stem from a combination of ridge push, deglaciation related uplift, topography and local variations in glaciation and uplift. A model explaining the geographical distribution and localized concentration of earthquakes is presented.

Norway is currently the only Scandinavian country that has implemented the EC8 antiseismic building regulations, and new load parameters have been developed in 2019 by NORSAR.

INTRODUCTION

Scandinavia is, in a global perspective, a low seismicity region in the NW part of the Eurasian lithospheric plate but has nevertheless exhibited some of the largest earthquakes north of the Alps over the past few hundred years. To the south the shield is separated from Europe by the

Trans-European Suture Zone (TESZ). The Scandinavian Caledonide mountains shape the western and northern Scandinavian Peninsula, and the latest major tectonic event that affected Scandinavia was the Cenozoic opening of the north Atlantic with creation of major faults along the western Norwegian coast and a major ridge push force that must have affected all of Scandinavia in the Cenozoic.

The complex compressional and extensional evolution has left the region with a multitude of deformation zones, faults and fractures created and reactivated through the geological history until today. The major geological regions are shown in Fig. 1 together with the major mapped structures. During the Pleistocene, Scandinavia was subjected to repeated glaciations and deglaciations with varying time intervals and ice thickness. The Holocene glaciation retreat started some 19,000 ybp and accelerated with abrupt warming some 11,500 ybp (Ramberg et al., 2013).

The Holocene deglaciation of Scandinavia lead to the regional isostatic uplift that still is ongoing with around 9 mm/year uplift in the central Bothnian Bay (e.g. Paulson et al., 2007). The postglacial uplift decreases rapidly towards the coast and translates into subsidence estimated to 2-4 mm/year offshore western Norway, and the combined onshore uplift and offshore subsidence entails a bending of the crust in the coast regions. The rapid Holocene deglaciation also lead to the huge postglacial faults in northern Scandinavia (Lagerbäck and Sundh, 2008) which may have ruptured in magnitude 7+ earthquakes (Olesen et al., 2013).

Permian rifting processes were sometimes aborted and leaves us today with a large number of major fault and deformation structures (Fig. 1), and the two important aborted rift structures of Viking Graben and Oslo Graben with thick sediment basins above thinned crust, - a feature which is globally recognized to “attract” large earthquakes (e.g. Talwani, 2014). While the Caledonides dominate and shape major parts of Norway it is noted that the crust thickness reduces from 40+ km in southeastern Norway to around 20 km on the western continental shelf and Skagerak (Kinck et al., 1990).

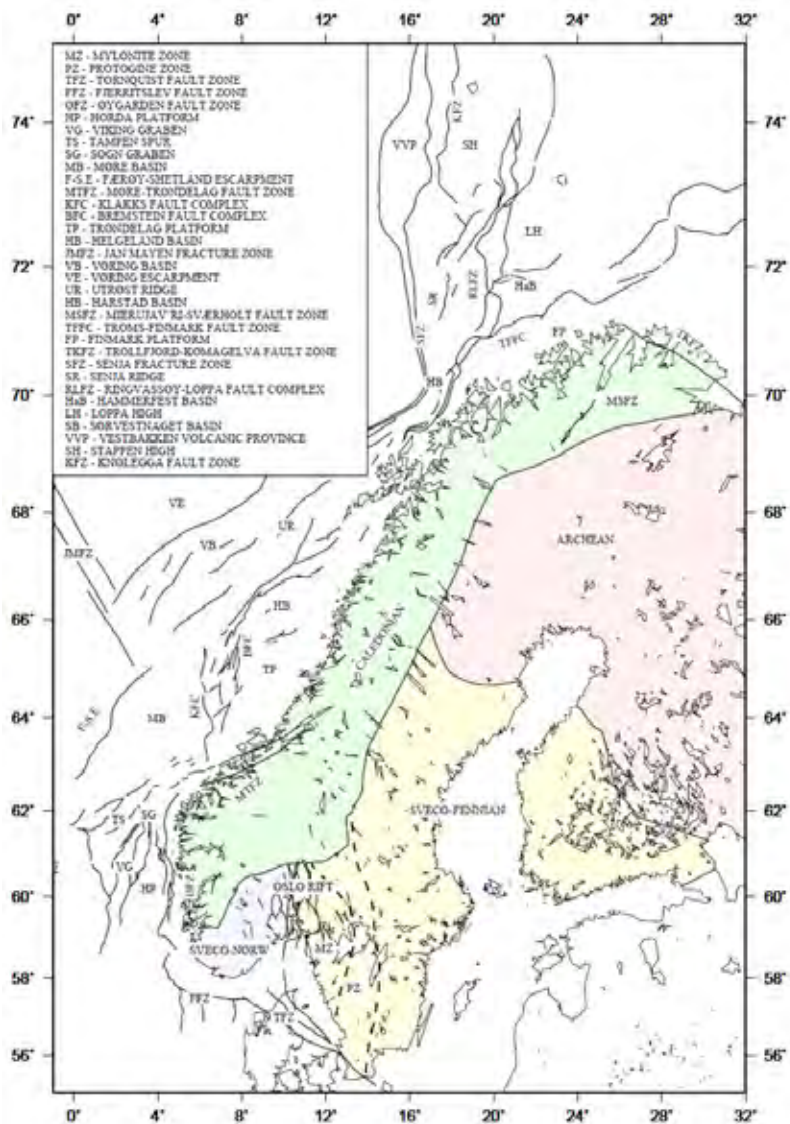


Fig. 1. Main fault systems along the Norwegian continental margin and geological main units of the Baltic Shield.

SEISMICITY AND GEOGRAPHICAL DISTRIBUTION

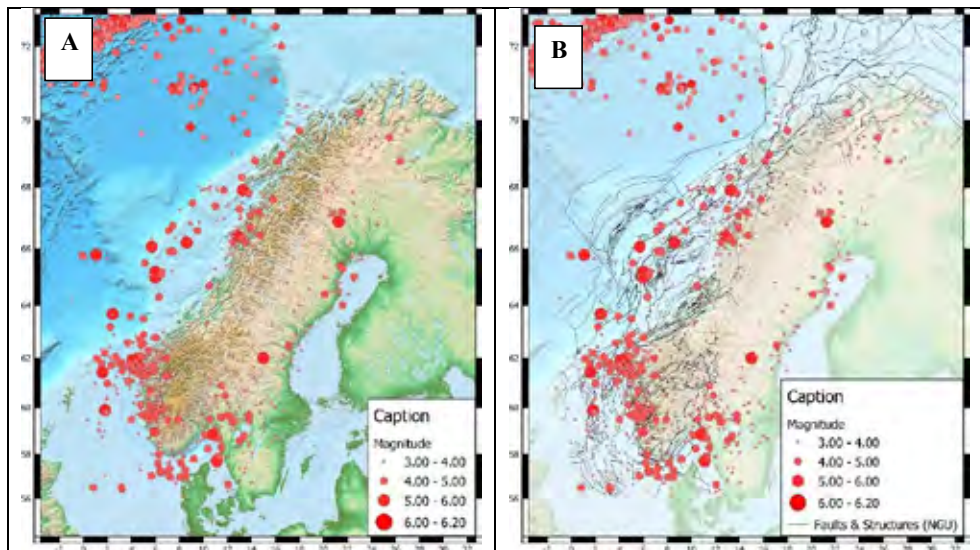
The systematic collection of earthquake data and felt information started in the second part of the 19th century with the global enthusiasm and interest for natural sciences. In Norway the interest in seismology experienced a particular surge as a result of the 1904 Oslofjord earthquake (M5.4) and since then seismic stations have been deployed with increasing density and sensitivity so that we today in many regions monitor microearthquakes with negative magnitudes.

A short review of the largest earthquakes in modern history is given below:

- 1344 Gulen: This is the oldest report of a major earthquake in western Norway. It is said that many lost their lives in flooding associated with the earthquake. The sparse information is insufficient for a quantification of the location and magnitude of this event.
- 1657, April 24, Oslofjord: This earthquake is known essentially only from one source, namely Michael Peterson Escholt's book *Geologia Norvegia* (1657).
- 1759, December 22, Kattegat: This earthquake took place in the Kattegat region between Jutland and Bohuslän. It was a major event and caused severe damages to many churches on Jutland. The magnitude and location remain uncertain but, based on felt area and damage assessments the magnitude has been assessed to 5.6.
- 1819, August 31, Rana: The largest earthquake recorded in historical times north of the Alps was the M5.8 earthquake believed to have occurred on the Lurøy island, and felt throughout Scandinavia. A number of local landslides occurred, people and horses were said to fall over due to the strong shaking, but no casualties were reported. See Olesen and Lindholm (2019).
- 1866, March 9, Haltenbanken: This earthquake has been located offshore to an area some 500 km northwest of Trondheim and was felt over most of southern Norway and large parts of southern Sweden. The original macroseismic data indicated the epicentre to be near the shelf edge and with a magnitude of 5.7.
- 1894, July 23, Lofoten: With a quite uncertain magnitude of 5.4 it was observed with a maximum intensity of VI and felt over a distance 600 km from the assumed epicentre. It has been suggested that the earthquake caused the sinking of a Danish schooner (Henrietta) near the Lofoten islands.
- 1904, October 23, Oslofjord: This is often called the Oslofjord earthquake and gave rise to the first seismometer installation in Norway (at Bergen Museum). Whereas the epicentre was in the outer Oslofjord, it caused damage and havoc all along the fjord up to Oslo where chimneys collapsed, buildings were cracked; a church in Oslo (Johanneskirken) was so badly damaged that it was torn down some years later. The earthquake was widely felt, including in Germany, and the magnitude associated with this earthquake is 5.4.
- 1927, January 24, Viking Graben: With a magnitude estimated at 5.2, the occurrence of a significant earthquake near the Viking Graben structure.
- 1988, August 8, Møre Basin: This earthquake, with a magnitude 5.3 in the Møre Basin, is one of the largest ones in recent years in southern Norway. The location west of the shelf edge is somewhat surprising and clearly stands out as a 'loner' and, additionally, there were no aftershocks.

- 1989, January 23, Tampen: This is the most recent of the larger earthquakes in the region of interest, with a magnitude of 5.2. It was located northwest of the Sognefjord mouth where many large earthquakes have been located both before and since 1989.

Even when Scandinavia, in a global perspective, is a low seismicity and tectonically quiet region we may remind the reader that Norway is the most earthquake active region north of the Alps in Europe, and in Norway the EC8 construction provisions for earthquake safe constructions are implemented. Fig. 2 demonstrates the spatial connection between earthquake occurrence and topography (A), known faults (B), uplift contours (C) and deglaciation isochrons (D).



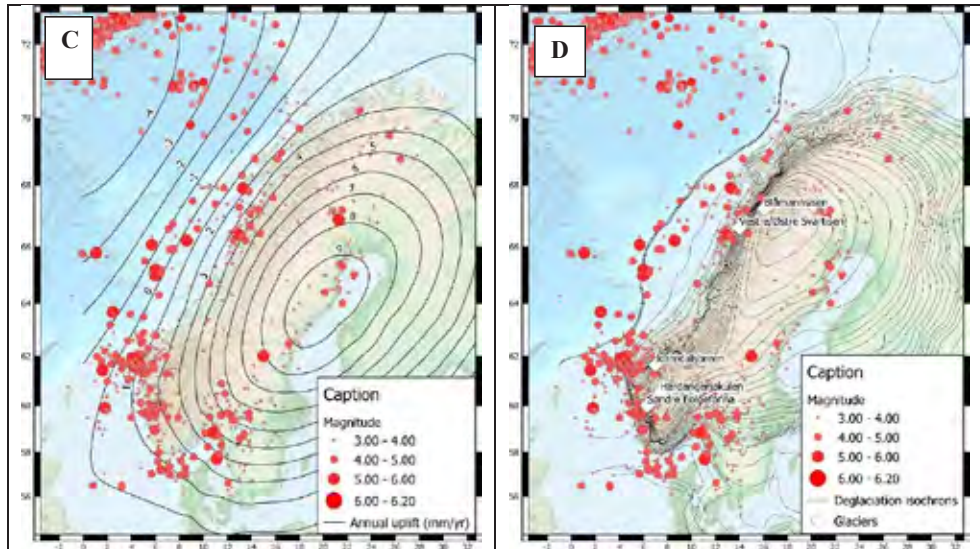


Fig. 2. Panel with seismicity and various (geo)physical features. Upper left: Topography and bathymetry. Upper right: With faults and structures obtained from NPD (Blystad et al. 1995) and NGU (compilation from many authors). Note: Fault information from Sweden was not available and is therefore missing in the map. Lower left: With uplift contours relative to geoid based on the NKG2016LU_lev uplift model (kindly provided by H. Steffens). Lower right: With deglaciation isochrons from Stroeve et al. (2016).

The earthquake occurrence is not “deterministic” so that we can predict the future from the past. However, from the Fig. 2 panel some characteristics can be highlighted:

- Many of the largest earthquakes are offshore, and the northern part of the westcoast region (Møre/Sogn) is the most active region in Norway (and Scandinavia)
- The northern Norway seismicity follow two “branches”: along the coast and along the shelf edge.
- The earthquakes generally associate with regions where we have higher fault density, and the Oslo Graben and Viking Graben (and southern Horn Graben) stand out also with large historical earthquakes.
- The earthquake activity is largely concentrated on the seaside of the mountains where slopes are at the steepest and the crust is bent between western subsidence and eastern uplift. Less activity is found to the east of the mountains where the relief is modest.
- The seismicity is highly concentrated around glaciers where also the deglaciation isochrons have the sharpest gradient.
- The Post Glacial Faults that are located in the Lappland region of Norway, Sweden, Finland) appear aseismic (not shown in Fig.2), but exhibit a clear microseismic activity.

The focal depths are not shown in Fig. 2 and are generally poorly resolved. Lindholm et al., (2000) made a detailed study of focal depth distribution along the westcoast and some other studies have investigated single events with high degree of detail. NORSAR and NGI (1998) analyzed focal depth for populations of normal and reverse faulting and found 15 and 20 km median depths respectively. The general conclusion is that earthquakes within Norway and on the Norwegian shelf occur in the lower crust (15+km) and sometimes reliable focal depth estimates have been obtained down to 30 km.

FORCES LEADING TO THE EARTHQUAKES

The influence on crustal stress in plate interiors from the plate edges (especially from mid-oceanic spreading ridges) have been modeled since long back (Solomon et al., 1975; Richardson et al., 1979; Harper, 1989), and for Scandinavia by Stephansson et al. (1986), Slunga (1989) and Olesen et al., (2018), and have convincingly demonstrated that compressional stress in the Eurasian plate is associated with ridge push from the mid-Atlantic spreading ridge. This is also supported through the earthquake focal mechanism analysis by Hicks et al. (2000) as summarized in Fig. 3 with an important 90 degree rotation of the stress in Nordland. This rotation of the compressional axis along the Nordland coast was confirmed also by Olesen et al. (2018).

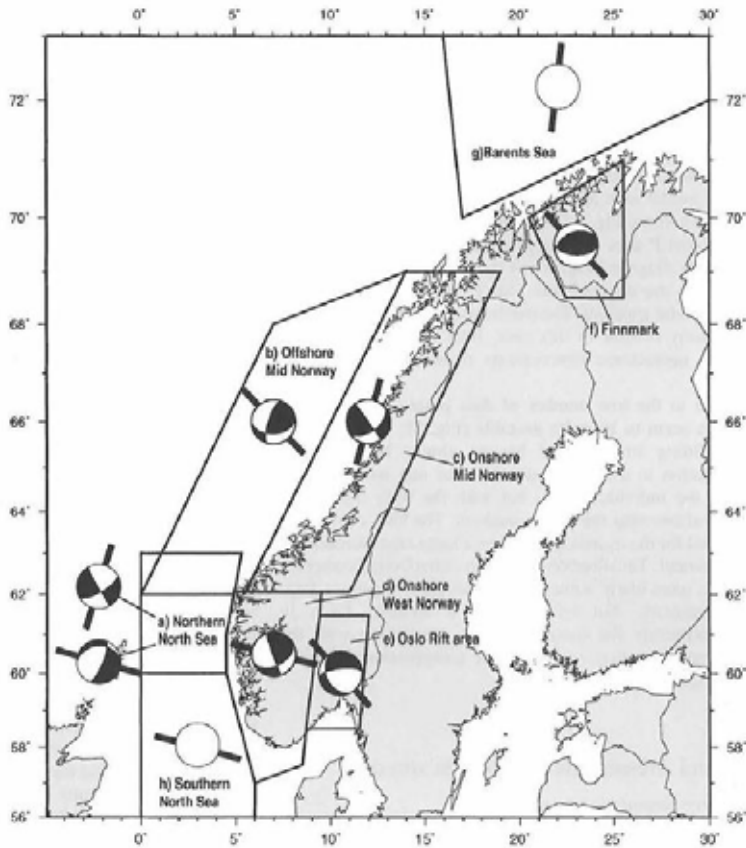


Fig. 3. Horizontal compressional stress derived from earthquake focal mechanisms. From Hicks et al. (2000).

While the influence from the mid oceanic spreading process is not challenged, we observe in the Fig. 2 panel other issues that are potentially important:

- The Scandinavian earthquake distribution closely follows the Norwegian mountain range.
- The Norwegian earthquake distribution seem partly to reflect the coastal zone where land uplift changes into offshore subsidence.
- The isochrons of the deglaciation have the most intense gradient where we today find the last glaciers in Norway and where we also find an intense earthquake activity.

These observations point to at least two additional stress-generating factors as driving forces behind the observed seismicity: Topography and postglacial uplift. The topography is well

recognized also in other parts of the world as being associated with earthquake activity, and as every engineering geologist knows the strong relief of the mountains contribute to crustal stresses.

The postglacial isostatic adjustment (uplift) may associate with both regional uplift contours shown in Fig. 2C and with the deglaciation isochrons in Fig. 2D (the higher density correspond to fast melting). Why and how the deglaciation isochrons associate with enhanced earthquake activity remains speculative at the moment and no modeling has been conducted with the aim to analyze this spatial correlation. One hypothesis is proposed below:

During the very rapid melting of the ice around 10kybp the regions with thinner ice-cover melted first, thereby accelerating the melting and creating an isostatic imbalance with respect to the surrounding regions. We do not know if this led to earthquakes, but it is likely that an isostatic imbalance may have kept local faults and fractures alive through small motions. At the end of the Holocene glaciation all glaciers in Norway had melted away. No details are known on climatic changes from then until the little ice-age (1500-1800), however the climate models for the last 2000 years (Fig. 4) clearly indicate that the climate has been through cycles of variations with growth and decline of temperatures that were likely associated with glaciations on the highest elevated mountain regions that also received ample precipitation. What we know is that the current glaciers (Svartisen, Blåmannsisen, Jostedalbreen, Folgefonna and Hardangerjøkulen) grew (probably from zero) during the little ice-age and that they are now again in a regression process.

The elevated regions that are currently glaciated are consequently expected to have been through cycles of growth and decline. The ice load is not expected thick and comparable to the Holocene glaciation, but the load variations and spatial load imbalance with non-glaciated neighboring regions is probably sufficient to trigger small movements on regional faults and cracks and thereby keep them open and alive. The expected high pore pressure in the upper few kilometers is supplied by rich precipitation constantly falling on the mountainous regions carried by westerly winds.

In summary we forward the hypothesis that these (today high elevation and partly glaciated) regions have been subjected to small vertical isostatic adjustments since the deglaciation, and this has kept local faults and fractures alive until today. What we observe in the present day spatial seismicity concentration around these regions is therefore seen as a natural continuation and constructive interaction between existing regional stresses (from ridge push and regional deglaciation uplift) and the small-scale stresses from local adjustments around the high elevation areas that are sometimes also glaciated. However, it is important to recall Hanssen (1998): *Areas with high tectonic stress levels coincide with the reported seismic activity. In a stable situation (the faults) may be profoundly perturbed by fluid pressures, structural elements, geological processes, tectonic activity,that facilitate earthquakes.* This means that equally important as the presence of shear stress in the crust is the presence of lubricate (non-cemented) faults.

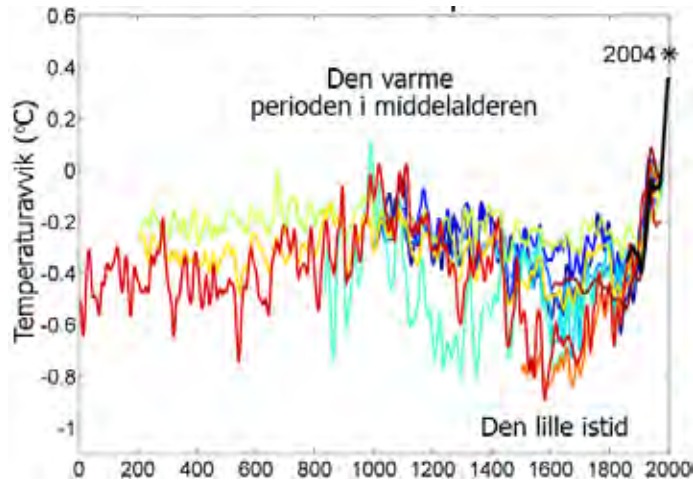


Fig. 4. Temperature reconstruction by various climate modelers for the last 2000 years for Europe and north America. From no.wikipedia.org/wiki/Den_lille_istid (2019).

SEISMIC HAZARD AND EUROCODE 8

Contrary to the other Scandinavian countries, Norway is repeatedly shaken by strong earthquakes and during the development of oil installations in the North Sea it was imperative to ensure also earthquake safe offshore installations (e.g. platforms). Seismic hazard was therefore developed in Norway at a relatively early stage compared to the rest of Scandinavia and design regulations were developed already in the 1970's.

In 1998 Norway received its first national hazard map that covered both onshore and offshore regions as shown in Fig. 5 for the southern regions. In 2019 a new national hazard computation was conducted by NORSAR that covers onshore regions and includes the Svalbard archipelago. The new results that are different from the 20 year old results can be obtained from NORSAR.

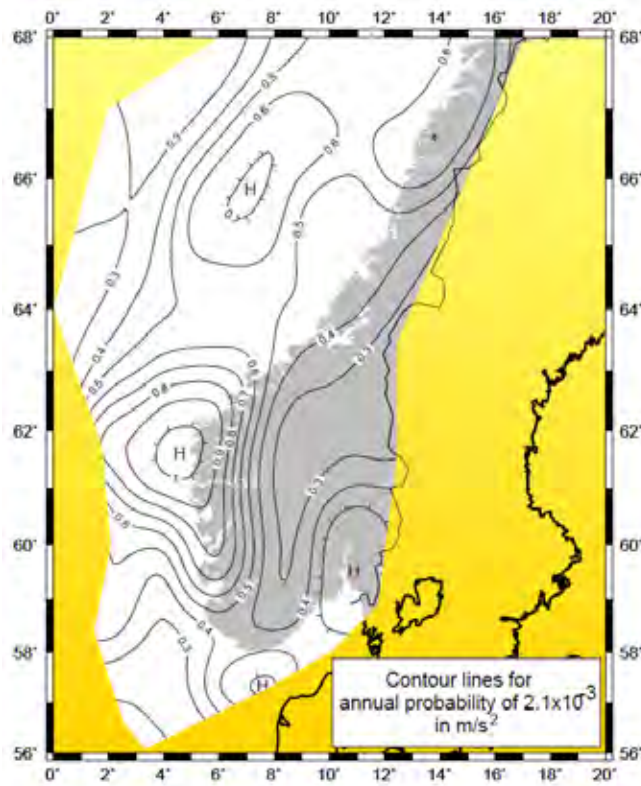


Fig. 5. Hazard map for southern regions currently used as basis for the EC8 design regulations. Map from NORSAR and NGI (1998).

SUMMARY

Norway exhibits the highest earthquake activity north of the Alps in Europe, and also housed the largest north European earthquake in recent history in 1819 in Mo i Rana. The earthquake activity is not evenly distributed, but concentrated along the coast and in the transition region between the mountains and the offshore shelf region. The larger earthquakes seem to concentrate in these regions in addition to more rare, but large events near or in the Oslo and Viking grabens.

The earthquakes are caused by stress accumulation in the crust that are released abruptly along preexisting structures, even when we are generally unable to establish 1-to-1 relation between the earthquake and the geological structure. The source of the crustal stresses are manifold and a combination of ridge push, deglaciation related uplift, topography and local variations in glaciation and uplift. A model for explaining the geographical distribution and localized concentration of earthquakes is presented.

Norway is currently the only Scandinavian country that has implemented the EC8 antiseismic building regulations, and new shaking load parameters have recently been developed by NORSAR.

REFERENCES

- Olesen O., H. Bungum, J. Dehls, C. Lindholm, C. Pascal and D. Roberts, (2013). Neotectonics, seismicity and contemporary stress field in Norway – mechanisms and implications. In Olsen, L., Fredin, O. and Olesen, O. (eds.) *Quaternary Geology of Norway*, Geological Survey of Norway Special Publication, 13, pp. 145–174.
- Hanssen T.H. (1998). Rock stresses and tectonic activity. *Bergmekanikk Fall conference* November, 1998
- Harper, J. F. (1989). Forces driving plate tectonics: The use of simple dynamic models, *Rev. Aquat. Sci.*, 1, 319-336.
- Hicks E., H. Bungum & C. Lindholm (2000). Stress inversion of earthquake focal mechanism solutions from onshore and offshore Norway. *Norsk Geologisk Tidsskrift*. Vol. 80. pp. 235-250.
- Kinck J., E. Husebye and C. Lund, (1990). The south Scandinavian crust – structural complexities from seismic reflection and refraction profiling. In: pp. 29-68. In: *Seismic Surveillance -Nuclear Test Ban Verification*. Scientific Report #1 (GL-TR-90-0062). University of Oslo. Editors: E. Husebye and B. Ruud.
- Lagerbäck, R. and M. Sundh, (2008). Early Holocene faulting and paleoseismicity in northern Sweden. Technical Report no. C836. Geological Survey of Sweden, Uppsala.
- NORSAR and NGI (1998). Development of a seismic zonation for Norway. Report for Norwegian Council for Building Standardization (on behalf of a consortium of industrial partners), NORSAR, March 1998, 186 pp.
- Olesen, O., Janutyte, I., Michálek, J., Keiding, M., Lindholm, C., Kierulf, H.P., Ottemöller, L., Gradmann, S., Maystrenko, Y.P., Rouyet, L., Lauknes, T.R., Dehls, J.F., Ask, M., Ask, D., Olsen, L., Ottesen, D., Rise, L., Riis, F., A. Drottning, A. Tjåland, M.L. Strømme, Storheim, B.M. & S. Rodenay (2018). Neotectonics in Nordland - Implications for petroleum exploration (NEONOR2). NGU Report 2018.010.
- Olesen O. and C. Lindholm (2019). 200 år siden «Lurøyskjelvet». *GEO* September 2019.
- Paulson, A., S. Zhong, and J. Wahr, (2007). Inference of mantle viscosity from GRACE and relative sea level data, *Geophys. J. Int.* (2007) 171, 497–508. doi: 10.1111/j.1365-246X.2007.03556.x
- Ramberg, I. B., Bryhni, I., Forening, N. G. and Nøttvedt, A., (2013). Landet blir til: Norges geologi, Norsk geologisk forening.
- Richardson, R. M., S.C. Solomon, and N.H. Sleep (1979). Tectonic stress in the plates, *Rev. Geophys.*, 17, 981-1019.
- Slunga, R. (1989). Focal mechanisms and crustal stresses in the Baltic Shield, in *Earthquakes at North Atlantic Passive Margins: Neotectonics and Postglacial Rebound*, edited by S. Gregersen and P. W. Basham, pp. 261-276, Kluwer Academic, Dordrecht.
- Solomon, S.C., N.H. Sleep, and R. M. Richardson (1975). On the forces driving plate tectonics: inferences from absolute plate velocities and intraplate stress, *Geophys. J. R. Astron. Soc.*, 769-801.

Stephansson, O., P. Särkkä, and A. Myrvang (1986). State of stress in Fennoscandia, in Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurements, edited by O. Stephansson, pp. 21-32, Centek, Luleå, Sweden.

Stroeven A. P., C. Hättestrand, J. Kleman, J. Heyman, D. Fabel, O. Fredin, B. W. Goodfellow, J. M. Harbor, J. D. Jansen, L. Olsen, M. W. Caffee, D. Finkk, J. Lundqvist, G. C. Rosqvist, B. Strömberg and K. Jansson (2016). Deglaciation of Fennoscandia. *Quaternary Science Reviews.*, 147, 91-121.
<https://doi.org/10.1016/j.quascirev.2015.09.016>.

Talwani P., (2014). Intraplate earthquakes. © Cambridge University Press.

Stein Bjøru
Veidekke

NYTT FRA NFF og resultatet fra Fotokonkurransen

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

ER DET EN HELSEGEVINST MED TBM DRIVEMETODE**Is it a healthy benefit with the TBM drilling method**

Geir Elvemo, HSE Manager Follobanen TBM, Bane NOR

SAMMENDRAG (norsk)

Konvensjonell driving av tunneler har lang tradisjon i Norge og nye og mer effektive metoder for driving er blitt utviklet, bl.a. driving med TunnelBorMaskin (TBM). Helseeffektene på tunnelarbeiderne ved denne måten å drive tunneler på har ikke hatt stort fokus. Mindre studier er gjennomført de siste tiårene så når Follobanen skulle bruke fire TBMer til driving av tunnelene, så STAMI en mulighet til grundigere og i større omfang å kunne studere hvilken helsegevinst driving ved TBM har. Et studieprosjekt ble dermed tatt initiativ til overfor Bane NOR og i 2016 startet arbeidet med å foreta prøvetaking og analyser av hvilken eksponering har driving ved TBM metode på tunnelarbeiderne, og er det noen helseeffekt ved TBM kontra tradisjonell driving av tunneler.

SUMMARY (engelsk)

Conventional drill and blast of tunnels has a long tradition in Norway, and new and more effective methods of drilling have been developed, such as boring with TBM. The health effect on tunnel workers of this method have not had much focus. Minor studies have been conducted in recent decades, so when the Follo Line Project was going to use four TBMs for boring the tunnels, STAMI saw an opportunity to more thoroughly and to a greater extent be able to study what health benefits boring with TBM has. A study project was initiated against Bane NOR and in 2016 the work began to take samples and making analysis of what exposure from boring with TBM has on the tunnel workers, and is there some health effects by using TBMS versus traditional drill and blast.

INNLEDNING

Det er hevet over enhver tvil at konvensjonell driving ved boring og sprenging har i generasjoner hatt en negativ helseeffekt på tunnelarbeidere. Mer teknisk avanserte og effektive metoder for driving er tatt i bruk opp igjennom, men hvilken helseeffekt disse drivemetodene og tekniske løsningene har hatt på tunnelarbeiderne har det vært brukt relativt lite ressurser på å studere. Eksponering og helseeffekter blant tunnelarbeidere ble studert i Norge på 1990 tallet og i 2010-2011.

Undersøkelsen viste bl.a. at en høy andel av aktive tunnelarbeidere hadde kronisk obstruktiv lungesykdom (kols). Høy forurensning i arbeidsatmosfæren kan være en årsak til utvikling av kols og andre studier har også vist økt forekomst av lungesykdommer blant tunnelarbeidere og andre anleggsarbeidere tilknyttet «arbeid under jord». Tunnelarbeidere ved konvensjonell drift kan være eksponert for en rekke kjemiske substanser som støv, inkludert α -kvarts, dieseleksos, oljetåke og nitrogendioksid i varierende grad og denne eksponeringen kan ha en negativ helseeffekt både på kort og på lang sikt. STAMI (Statens Arbeidsmiljøinstitutt) tok i 2016 et initiativ overfor Bane NORs prosjekt Follobanen med ønske om å gjennomføre en studie på hvilken helseeffekt driving med Tunnelbormaskin (TBM) har på tunnelarbeiderne. Tidligere har STAMI gjort et studieprosjekt på Ulrikken tunnelen i Bergen på en åpen TBM, og nå så de muligheten til å gjøre et tilsvarende studieprosjekt på en lukket TBM på Follobanen. Ideen om å gjennomføre studie ble fremlagt for entreprenøren, Acciona Ghella Joint Venture (AGJV), på prosjektet, som mer enn gjerne var villige til å stille arbeidsstokken på prosjektet til disposisjon for et studieprosjekt på dette tema.

Målene med å studere TBM som drivemetode

Driving av tunneler ved TBM drivemetode har vært benyttet i Norge tidligere bl.a. i forbindelse med vannkraftutbygging, men det er liten kunnskap om hvilken helseeffekt denne drivemetoden har på tunnelarbeidere, så derfor så STAMI en stor mulighet til å få mer kunnskap om denne drivemetoden. Siden det på Follobanen ville være fire TBMer i drift gav dette et også godt utgangspunkt for å kunne samle inn en stor mengde prøver og derigjennom gi et større analysegrunnlag.

Målsettingen med studieprosjektet var å:

- Kartlegge eksponering ved TBM-drift
- Studere utvikling av lungefunksjon gjennom anleggsperioden
- Studere biomarkører for inflammasjon
- Studere forholdet mellom eksponering og de målte effektparametere
- Ha kontroll på forstyrrende eksponeringer som forurensning fra kjøretøyer i tunnel, nitrose gasser, partikler, Oljetåke fra hydraulikk og smøring av maskiner

I helseoppfølgingsprosjektet på Follobanen var målene å studere:

- Endring i lungefunksjon som følge av eksponering for steinstøv og kvarts, med både bronkieeffekter og lungens gassutvekslingsevne som utfallsmål
- Endring i blodets innhold av markører for endringer i funksjon i blodkar og lungevev som kan sees som «tidlige varslere» for sykdom i lunger og hjertekarsystemet
- Nesecellers inflammasjonsregulering (som er sett å være parallell til lungecellenes regulering) – foreløpig bare prøvetaking, og mulighet for senere å søke finansiering til analysene

I eksponeringsprosjektet på Follobanen var målene å:

- Bidra til at eksponeringsnivåene kontrolleres og at tiltak kan gjennomføres på bakgrunn av måleseriene som gjøres under prosjektperioden
- Skaffe oversikt over arbeidstakernes eksponering for støv og kvarts, samt for partikler med litt grovere partikkelstørrelse som er av betydning for henholdsvis eksponering i lungeblærene (assosiert med hjertekareffekter og fibroserisiko) og bronkiene (assosiert med obstruktive lungeeffekter som kols)
- Bruke måleserien inn i helsedatabasen for å finne sammenhengene mellom eksponeringsnivå og helseeffekter

Gjennomføring av studieprosjektet

En protokoll ble godkjent av Bane NOR, AGJV og regional etisk komite (REK), og i tillegg til Bane NOR, AGJV og STAMI kom Synergi Helse inn som samarbeidspartner for å gjennomføre helseundersøkelsene.



Figur 1: Partene som er involvert i prosjektet

For å kunne gjennomføre helseundersøkelsene på riktig måte ble det av STAMI gitt opplæring til bedriftshelsepersonell fra Synergi Helse som skulle utføre helseundersøkelsen i praksis. Forskere fra STAMI bistod i undersøkelsene som ble utført i prosjektperioden, blant annet med kvalitetssikring av prøvetakingen. Prøvene som ble tatt for å se på helseeffekten og eksponeringseffekten ble så analysert ved STAMI (eksponeringsprøver) og Oslo Universitetssykehus (blodprøver).



Figur 2: Kalibrering og oppsett for hovedeksponeringen - steinstøv

Statistiske analyser ble gjennomført av STAMI, og STAMI valgte også i runde to av prøvetakingene og ansatte stipendiat på prosjektet. Jevnlig gjennom prosjektperioden ble det rapportert til byggherre og entreprenør (norsk, spansk, italiensk) på status. Analyse av helseresultatene pågår, og både analyser og sammenstilling av resultater er et nitidig og omfattende møysommelig arbeid som må gjøres grundig slik at man er sikker på at resultatene er pålitelige. Når de endelige resultatene foreligger, vil de bli rapportert til byggherre og entreprenør. Utfallet av studieprosjektet vil også være grunnlag for utarbeidelse av vitenskapelige artikler, både på nasjonalt og internasjonalt nivå. Dette er et arbeid som nå pågår i regi av STAMI.

For å kunne kartlegge helseeffekten på tunnelarbeiderne ble det foretatt helsekontroller hvor lungevolumtester og blodprøver ble tatt ved oppstart av prosjektperioden, det ble foretatt helsekontroller underveis i løpet av prosjektperioden og etter endt prosjektperiode. Disse prøver skulle så danne grunnlaget for å analysere helseeffekten støveksponeringen har. Totalt er det blitt gjennomført syv runder med prøvetaking av eksponeringseffekten. Prøvetakingsutstyr ble båret av personell som jobbet på ulike steder på TBMen og i tunnelene forøvrig, og det har vært arbeidstakere fra alle fire TBM for å se om det evt. var en forskjell mellom de fire maskinene.



Figur 3: Prøvetakesekker «ready for work»



Figur 4: Måling av lungevolum



Figur 5: Blodprøvetaking

Hva sier prøveresultatene så langt

Det fremkommer at det er en forskjell i hvilken støveksponering tunnelarbeiderne utsettes for sett opp imot hvor på TBMen eller i tunnelen de jobber. Hvor lang tid personell befinner seg i de ulike områdene av anlegget har også har vist seg å påvirke eksponeringen. De som arbeidet i området nærmest cutterhodet, for eksempel ved skifte av cuttere, hadde en høyere eksponering enn de som jobbet på bacup'n med for eksempel skjøting av prosessvannrør. Jo lengre tid personellet befant seg i de ulike områdene jo større var eksponeringen. For det personell som arbeidet i de øvrige delene av tunnelen var eksponeringen av støv betydelig lavere enn for det personell som jobbet på selve TBMen.

Det er også gjort prøvetaking av i hvilken grad arbeidstakerne er eksponert for eksos (dieselpartikler) og/eller oljetåke og der viser analysene av prøvene så langt, at eksponeringen er veldig lav ved driving med TBM sett opp imot hvilken eksponering tunnelarbeiderne blir eksponert for ved konvensjonell driving. Denne lave eksponeringen vil kunne forklares med at TBMen er elektrisk drevet og transport av steinmassene foregår ved hjelp av transportbånd fra TBMen og ut i dagen. Ved konvensjonell driving tas steinmassene ut etter sprengning ved hjelp av dieseldrevne hjullastere og dumpere som skaper en betydelig mengde eksos, og i tillegg fører denne konvensjonelle hjulbaserte massetransporten til at det i hele tunnelen virvles opp steinstøv på stuff og langs transportveiene gjennom tunnelanlegget og helt ut til massedeponiet. Denne støveksponeringen utsettes alle som jobber i tunnelen for og dermed er det et større antall personer som eksponeres for støv, ikke bare de som jobber på stuff.



Figur 6: En meget stor mengde prøver kreves i et slikt studie

Tiltak som ble iverksatt gjennom prosjektet for å redusere eksponeringen

Parallelt med at prøvetakingen ble utført, så man på hvilke tiltak som kunne iverksettes for å redusere støveksposeringen under prosjektet. Bane NOR, AGJV og deres leverandører, Synergi Helse og STAMI jobbet sammen om å kartlegge og vurdere tiltak og barrierer for å redusere eksponeringen. Tiltak som ble gjennomført underveis var:

- Vanngardin rett i bakkant av cutterhodet
- Vanngardin/vanntåkedyser conveyorbeltet på backup'n
- Korrekt bruk av støvmasker/friskluftsmasker ved cutterbytte
- Bruk av heldekkende engangs overtrekksdresser ved arbeider inne i cutterhodet
- Rengjøring/støvsuging av el-skap, kabinetter, sentraler o.l. før igangsetting av reparasjons/vedlikeholdsarbeider
- Obligatorisk bruk av støvmasker og hansker, for eksempel for elektrikere ved reparasjons- og vedlikeholdsarbeider

Effekten av disse ovenfor angitte tiltakene fremkom når man sammenliknet prøvene før og etter at tiltakene ble implementert. Det ble også utført en gjennomgang med de involverte arbeidstakerne i de ulike arbeidsoperasjonene i tunnel på hvilken eksponering de kunne bli utsatt for ved ikke å gjøre de tiltakene eller bruke det verneutstyret som var nødvendig. Dette førte til en større bevisstgjøring og forståelse for hvilken negativ effekt støypåvirkning kan ha på kort og på lang sikt.

Ett annet element som bidrar til redusert negativ eksponering av støv, er at ved driving med lukket TBM så blir de som ikke jobber på TBMene men som jobber i de øvrige delene av tunnelanlegget utsatt for betydelig mindre mengde støv fra sprøytebetong. Dette så man under studieprosjektet på Ulrikken i Bergen hvor sikringsarbeidene etter boringen ble gjort med bolting og sprøytebetong. På en lukket TBM settes liningen etterhvert som det borres og dermed er det ikke behov for å foreta sikringsarbeider i form av bolting og sprøytebetongsikring ved samme metode som på en åpen TBM.

Konklusjon

All den tid prøvene som er tatt under helseundersøkelsene fortsatt er til analyse og de totale resultatene dermed ikke foreligger, er det pr i dag for tidlig å si noe endelig om de helseeffektene TBM drivemetode har. Det som er sikkert og som kommer frem i de foreløpige analyseresultatene av eksponeringsprøvene som er tatt, er at de tiltak som ble iverksatt gjennom prosjektet for å redusere eksponeringen har hatt en positiv effekt og gitt lavere eksponeringsverdier på arbeidsstokken. Det kommer også frem etter å ha gjennomført dette studieprosjektet på TBMene på Follobanen, at ved å iverksette relativt enkle fysiske tiltak og barrierer så ble eksponeringen for støv på arbeidstakerne raskt redusert.

Prøveresultatene tatt under driving med TBM metode viser en forskjell i støveksponering for ulike faggrupper avhengig av hvor på TBMene eller i tunnelen de jobber. Jo lenger unna cutterhodet jo lavere eksponering. En interessant observasjon er hvis man ser på støveksponeringen fra en åpen TBM som på Ulriken tunnelen i Bergen opp mot støveksponeringen fra lukkede TBMer på Follobanen, så er det mindre støveksponering på hele arbeidsstokken ved driving med en lukket TBM. Dette trolig fordi ved driving med en lukket TBM hvor fjellsikringen skjer ved at liningen settes fortløpende etter hvert som man borrer, utsettes arbeidsstokken i mindre grad for den negative støvbelastningen som sikringsarbeidene med bolting og sprøytebetong innebærer. Ved driving med TBM ser man også at den negative støveksponeringen fra dieseleksos og steinstøv som skapes ved konvensjonell driving ved etterfølgende massehåndteringen på stuff og massetransporten fra stuff og gjennom tunnelanlegget til deponiet, er betydelig mindre sammenliknet med konvensjonell driving.

Det er fortsatt gode muligheter for bransjen til å redusere helsebelastningen for tunnelarbeiderne ved å ha fokus på og jobbe med å videreutvikle de tekniske løsningene og barrierene på TBM. Det ligger trolig et stort potensial til å redusere den negative helseeffekten støv har ved å bruke tid på de organisatoriske barrierene som kartlegging av farer, se på metoder for arbeidsoperasjoner for ulike faggrupper eksempelvis vedlikeholdspersonell, og sist, men ikke minst, bevisstgjøringen overfor den enkelte arbeidstaker på alle nivåer om hva hver og en selv kan og skal gjøre for å redusere støveksponeringen ved tunnelarbeid.

Driving av tunneler ved TBM drivemetode er kommet for å bli og derfor er det viktig og nødvendig at bransjen tar de grep som skal til for å redusere den eksponeringen som arbeidstakerne utsettes for, slik at helseskader og sykdom som følge av eksponering reduseres ned til et så lavt nivå som over hode mulig.

KROM I TUNNELVATN UNDER DRIVING MED D&B VS TBM**Chromium in tunnel water – D&B vs TBM**

Jostein Kjørstad, Environmental manager, Acciona Ghella Joint Venture

SAMANDRAG

Krom i utsleppsvatn er ei utfordring for tunnelbransjen. Erfaringar frå Follobanen EPC TBM syner at det var meir krom i tunnelvatnet under driving med TBM enn med D&B, men det er som fylgje av sementbruk og ikkje nødvendigvis direkte avhengig av drivemetode. Krom i tunnelvatnet er hovudsakleg vassløyselig seksverdig krom (CrVI), og stammar frå sementbaserte materialar i tunnelen. Prosjektet implementerte behandling med jarnsulfat undervegs. Behandlinga var vellukka, og oppnådde ei reinsegrad på 80% reduksjon av CrVI.

SUMMARY

Chromium in tunnel water is a challenge for the tunnelling industry. Experience from Follo Line EPC TBM show that chromium concentrations were higher with TBM than with D&B, but that this is related to the use of cement based materials, and not necessarily directly related to driving method. Chromium in the tunnel water is primarily water soluble hexavalent chromium (CrVI), and originates from the cement products used in the tunnel. The project implemented iron sulphate treatment during the project. The treatment was successful, and achieved a reduction rate of 80%.

INNLEIING**Prosjektbakgrunn**

Acciona Ghella Joint Venture (AGJV) er totalentreprenør for Bane NOR på Follobanen delkontrakt EPC TBM. Prosjektet innebærer 37km tunnellar med fire tunnelboremaskiner (TBM). Kvar TBM hadde ein diameter på 9,96m, og produserte til saman 9 millionar tonn stein. Samstundes med boringa, kleidde TBMane innsida av tunnelen med sementbasert grout og betongelement.



Figur 1 Follobanen trasé

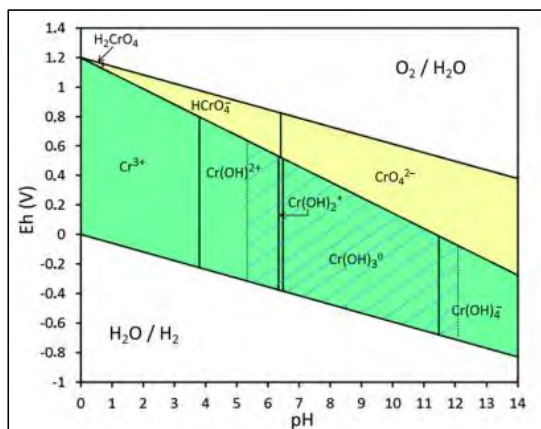
Prosjektet har ein avtale med Vann og Avløpsetaten (VAV) i Oslo kommune for påslepp av tunnelvatn til det kommunale avløpsnett. Påsleppsavtalen set krav til kontinuerleg overvaking, mengdeproporsjonal prøvetaking og ukentlig rapportering av pH og TSS, samt forureining som olje, nitrogen og tungmetallar.

For å overhalde krava og resirkulere mest mogleg vatn, vart det etablert eit stort og avansert reinseanlegg for tunnelvatn. Reinseanlegget har kapasitet på 60l/s (216m³/hr), og reinsar vatnet frå innkomande vasskvalitet 10-20 000mg/l TSS og pH 12-13 til reinsa vatn med <20mg/l TSS og pH 9.

Tradisjonelt har utfordringar knytt til tunnelvatn i hovudsak vore knytt til pH og suspendert stoff, samt nitrogen (NFF, 2009). Ingen av desse har utgjort noko problem i dette prosjektet, som fylgje av reinseanlegg og drivemetode.

Bakgrunn krom

Krom (Cr) er eit metallisk grunnstoff som finst i fleire former i naturen. Den mest vanlege er treverdig krom (CrIII), som er eit næringsstoff og løysast ikkje i vatn. Under visse basiske og/eller oksiderande forhold får ein derimot seksverdig krom (CrVI), som dannar vassløselege og giftige løysingar. NGI (2018) og Rambøll Sweco ANS (2018) skildrar dette i meir detalj.



Figur 2 Eh/pH diagram som viser spesiering av krom (NGI, 2018).

Kjelder til krom i miljøet er mellom anna stållegeringar, impregnert treverk og sementprodukt. Konsentrasjonen i sement kjem an på råmateriala, men ligg typisk rundt 100 mg/kg tørrstoff i Noreg (Heidelberg cement, 2017). Ferdig sement inneheld maksimalt 2 mg/kg CrVI, iht krav sett i kjemikalierregelverket REACH (Vedlegg XVII, punkt 47), for å redusere risiko for irritasjonseksem ved hudkontakt hos sementarbeidarar. Det har vore aukande myndigheitsfokus på krom dei seinare åra.

Grenseverdi for drikkevatt er 50µg/l totalt krom (CrIII+CrVI), der all krom er antatt å vere i forma CrVI. Dette er av di krom kan opptre i begge former, og det har vore vanskelegare å analysere for CrVI enn CrTot; grenseverdien for totalt krom difor basert på høgaste risiko (World Health Organization, 2011).

For ei dramatisert skildring av dei helseskadelege verknadane av seksverdig krom, kan forfattaren tilrå Hollywoodfilmen *Erin Brockovich* (Soderbergh, 2002), medverkande Julia Roberts og Aaron Eckhart.

KROM I TUNNELVATN FRÅ D&B

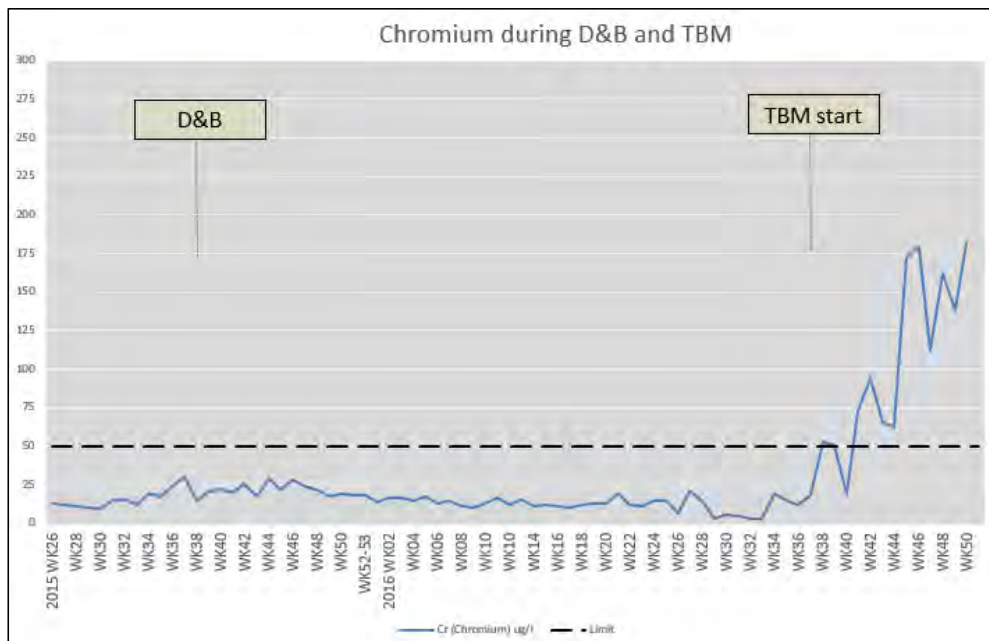
I fyrste fase av prosjektet, vart monteringshallar og transporttunnelar sprengt ut med D&B. Produksjonen var oppe i 5-20.000 m³ i veka, med tilhøyrande vassreinsing på 3-5.000 m³ i veka. Krominnhaldet i reinsa tunnelvatn var relativt lavt og stabilt rundt 20µg/l, og innanfor påsleppsgrensa på 50 µg/l. Det vart ikkje gjort spesierte analyser på krom (dvs å skilje mellom CrIII og CrVI), då resultatata uansett var innanfor grenseverdien.

Data frå andre tunnelprosjekt indikerar relativt like kromverdiar – ca 40µg/l Cr, der omtrent 25% består av CrVI (Rannekleiv et al, 2017).

KROM I TUNNELVATN FRÅ TBM

Driving med tunnelboremaskiner (TBM) byrja 5/9/16, med TBM1 Dronning Eufemia, og det fylgde deretter på med oppstart av TBM2, TBM3 og TBM4 med omtrent ein månads mellomrom. I desember 2016 var alle fire TBMane i drift.

Her ser vi ei umiddelbar auke i krominnhald etter at drift med TBM tek til, frå konsentrasjonar rundt 20 µg/l til 150 µg/l.



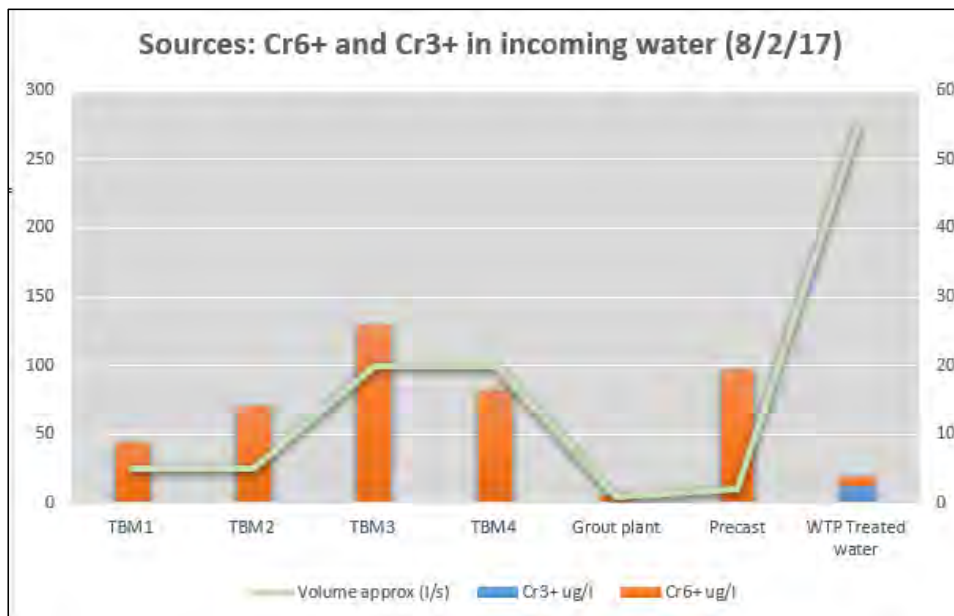
Figur 3 Krom under driving med D&B vs TBM

Etter kvart auka konsentrasjonane ytterlegare, i takt med vassinntrenging i tunnel. Vasslekkasjane vart redusert etter tettarbeid med PU tok til, og då sank også verdiane av CrVI noko, men dei var framleis vesentleg høgare enn ved D&B.

AGJV utarbeidde ein tiltaksplan for å løse kromproblematikken (AGJV, 2017 og 2018), som omfatta undersøkingar, studier og testing, innkjøp, forsøk og fullskala implementering.

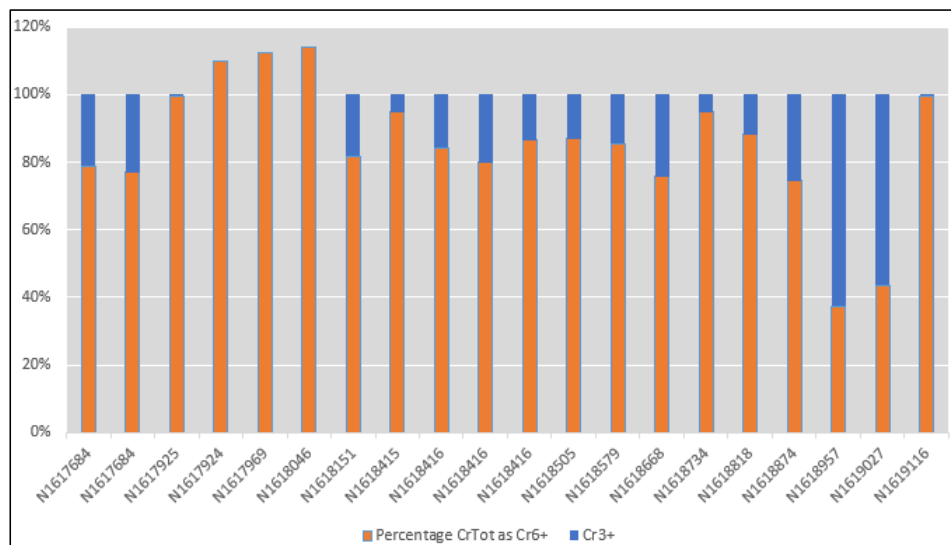
Undersøkingar

Prøver av ureinsa vatn frå vasskjeldene inn i reinseanlegget synte at det var CrVI i vatn frå både tunnel, betongfabrikk og grout plant, men sidan vassvolumet frå tunneldrivinga var mykje større ennfrå andre kjelder, vart det stadfesta at hovudkjelda til CrVI var tunnelane. Prøvene viste også at ureinsa er mest all krom i forma CrVI.



Figur 4 Kromkjelder – ureinsa vatn inn i reinseanlegget. Prøver representerer fordelinga den dagen prøva vart tatt. Grøn linje indikerer vassmengder.

Standardanalysene for tunnelvatn analyserar på krom (total), der mesteparten tradisjonelt er antatt å bestå av CrIII. Spesierte analyse synte derimot at vassløseleg CrVI utgjorde 80-100% av alt krom i vatnet.



Figur 5 Andel CrVI utgjør av totalt krominnhold . Variasjonar og prosentandel over 100% illustrerar usikkerheita i prøvetaking og analyser.

Testar utført i samarbeid med sementleverandør Norcem/Heidelberg cement og AGJV synte at grout utan tilsetning av akselerator ikkje hadde vassløseleg CrVI, men at grout med akselerator har det. pH-justering av vatnet (frå 12 til 9) aukar også mengda vassløseleg CrVI.

Grout	Akselerant	Syrejustert?	1 time		24t		72t		120t	
			pH	Krom	pH	Krom	pH	Krom	pH	Krom
M	Retarder	nei	12.6	0.00	12.9	0	-	-	-	-
M	Akselerator	-	12.6	0.02	12.9	0.04	13	0.01	13	0.01
M	Akselerator	Syre	9.6	0.05	9.8	0.05	10	0.05	9.8	0.06
B	Retarder	-	12.4	0	12.89	0	13	0	13	0
B	Akselerator	-	12.6	0.02	12.9	0.04	13	0.01	13	0.01
B	Akselerator	Syre	9.5	0.07	10.2	0.09	10.1	0.08	9.9	0.09

Figur 6 Utlekking krom frå grout.

På bakgrunn av dette arbeidet vart det konkludert at hovudkjelda til krom i tunnelvatnet var utvasking av sementbasert grout i tunnelen.

Andre moglege kjelder

Krom finst også i stållegeringar, i gamal betong og naturleg i fleire bergartar. TBM grev seg inn i fjellet med cutters av stål, men stållegeringa inneheld lite krom, og utgjør uansett ikkje stor nok mengde til å kunne være kjelda. Steinprøver syner også at det er lite truleg at berget i seg sjølv er kjelda.

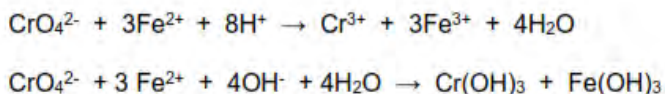


Figur 7 TBM4 (Nicolas Tournenc, AGJV, 2016)

REINSEMETODE

Etter å ha vurdert fleire potensielle metodar, vart jarnsulfat tilsetjing vald som behandlingsmetode. To viktige krav var at metoden skulle vere gjennomførbar i stor skala (min 200m³/hr), og måtte kunne tilpassast det eksisterande reinseanlegget.

Med assistanse frå Novatek AS, vart det utført laboratorietestar med å tilføre jarnsulfat til tunnelvatnet. Ein fordel med denne reduksjonsprosessen er at den ikkje er avhengig av pH-nivå, men fungerer både med låg og høg pH.



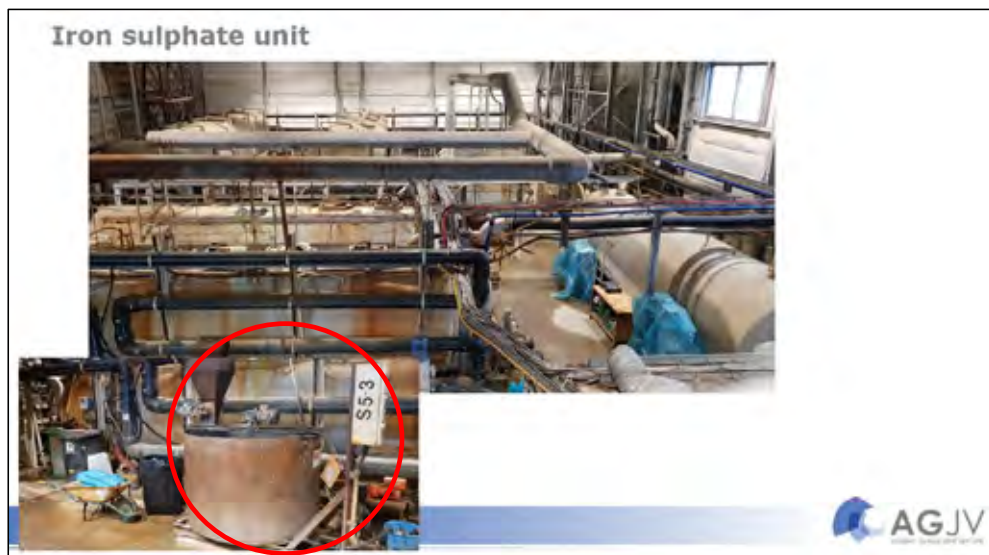
Figur 8 Reduksjon av vassløyst seksverdig krom (CrO_4^{2-}) til treverdig krom (Cr^{3+}), ved hjelp av toverdig jarn (Fe^{2+})(Novatek, 2017)

Jarnsulfat heptahydrat $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ vart blanda med vatn og tilsett prøver av tunnelvatn. Dette gav ein rask reduksjon CrVI-konsentrasjon i elles ubehandla tunnelvatn. Reduksjon av seksverdig krom aukar med tilførsel av jarnsulfat.

Metode:

- Doseringstank og pumpe
- Miksetank (1500L) der jarnsulfat heptahydrat vert blanda med vatn
- Jarnsulfat vert tilført sedimenteringstanken. I same tank vert flokkuleringsmiddel (aluminiumhydroksid) tilsett.
- Metoden fungerer ved pH 12
- Doseringsratio 0,1-0,3kg/m³.
- Reaksjonstid < 20 minutt

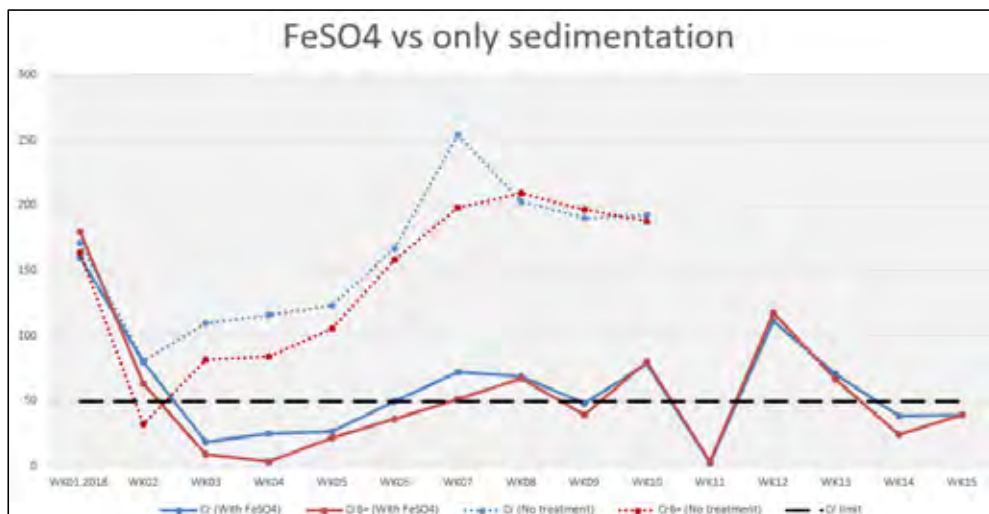
Jarnsulfatet reduserar vassløyseleg CrVI til ikkje-løyseleg CrIII, og det vert felt ut saman med andre partiklar i sedimenteringstanken. Mengda krom som vert felt ut er so liten (samanlikna med steinpartiklane, at vi ikkje såg endring i kromnivået i filterkakene.



Figur 9 Reinseanlegg med jarnsulfatmodul nedst til venstre

Resultat

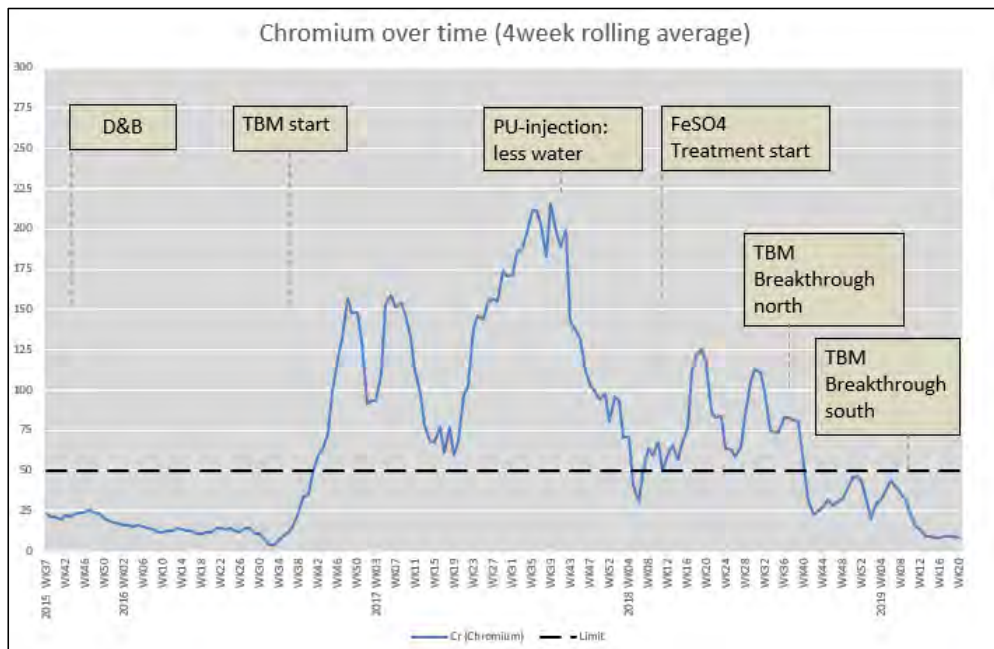
I same periode som det starta forsøk med jarnsulfattilsetjing, hadde prosjektet eit ekstra mellombels reinseanlegg for å handtere overskytande mengder tunnelvatn. Dette anlegget hadde sedimentering og pH-justering, men ikkje moglegheiter for tilsetjing av jarnsulfat. Dette medførte at vi fekk ein prøveserie som direkte synte effekten av jarnsulfatbehandlinga. Medan reinsa vatn utan jarnsulfat hadde CrVI-konsentrasjon på ca 200µg/l, hadde vatn med jarnsulfatbehandling CrVI-konsentrasjon på ca 50µg/l. Dette er ein reduksjon på 80%.



Figur 10 Krom ($\mu\text{g/l}$) i reinsa tunnelvatn, med og utan jarnsulfat

Over tid såg vi ein reduksjon i krominnhaldet i vatnet. Både før og etter behandling, var tilnærma alt krom i vatnet CrVI. Forsøk med å auke doseringa av jarnsulfat ytterlegare førte til utfordringar i resten av reinseprosessen og tetting av filter. Det er teoretisk mogleg å redusere CrVI til lågare nivå enn det vi oppnådde her, men då bør truleg reinseanlegget byggast med det føremålet.

Det var ikkje mogleg å redusere krom til under grensa på $50\mu\text{g/l}$ medan alle fire tunnelboremaskinene gjekk, men etter gjennombrot i Oslo 11/9/18, såg vi ein reduksjon til omtrent $30\mu\text{g/l}$. Etter gjennombrot på Ski 26/02/19 sank konsentrasjonen gradvis til under $10\mu\text{g/l}$.



Figur 11 Krom over tid. TBM-produksjon og vassinntrenging/ tetting er dei viktigaste faktorane. Produksjonsstans over jul kvart år. 4-vekes gjennomsnittsverdiar vist for å utjamne variasjonar.

ANDRE METODAR

I tillegg til metoden med jarnsulfat, vart også to andre metodar testa ut i laboratoriet hos Acciona Agua i Madrid, Spania.

- Aktiv karbonfiltrering (Acciona Agua, 2017)
 - 99% CrVI reduksjon i laboratoriesetting.
 - Utfordringar med å implementere på 60l/s.
- Elektrokoagulering (Acciona Agua, 2017)
 - 92% CrVI reduksjon i laboratoriesetting.
 - Utfordringar med å implementere på 60l/s.
 - Utfordringar ved høg pH >11.

Både desse og andre metodar kan truleg også fungere i det rette prosjektet.

DISKUSJON

På Follobaneprosjektet EPC TBM vart problemet oppdaga, og studier, testing, prøving og læring gjort medan tunnelarbeidet og reinseanlegget pågjeikk for fullt. Krominnhald i vatnet auka med auka vassinntrenging i tunnelen. Etter kvart som tunnelen vart tettare, vart også kromnivået lågare.

Det er fleire faktorar som fører til variasjon i vasskvalitet både inn og ut av reinseanlegget, , men hovudfaktoren er vassinntrenging. Andre faktorar er fleire stoffar og parallelle tunnellar med arbeid i forskjellige fasar; mengde for- og etterinjeksjon og type injeksjonsmasse; samt andre arbeid og utslepp i tunnelen.

I reinseanlegget opplev ein også variasjon som fylgje av operative utfordringar med utstyr, framandstoff i vatnet, samt den enkelte operatørs kapasitet. Det er også ei kjennsgjerning at reinseanlegg går nesten av seg sjølv, heilt til dei ikkje gjer det. Den beste løysinga på forureining i tunnelvatnet er oftast å minimalisere vassmengdene til å byrje med.

Basert på erfaringane frå Follobaneprosjektet EPC TBM, kan ein sei at det var større utslepp av krom med TBM enn med D&B i dette prosjektet. Men utfordringane var i hovudsak knytt til bruk av sementbasert materiale i områder med stor vassinntrenging, og ikkje direkte avhengig av drivemetoden. Uavhengig av drivemethode er det viktig med fokus på både reduksjon av vassinntrenging og gode reinseløysingar tilpassa prosjektet.

REFERANSAR

Acciona Agua (2017) “Hexavalent chromium removal from tunneling wastewater by electrocoagulation”, The Follo Line Project, Norway, 24/07/2017.

Acciona Agua (2017) Hexavalent chromium removal from tunneling wastewater by granular activated carbon, The Follo Line Project, Norway, 14/07/2017.

AGJV (2017) «Chromium action plan», Follobanen EPC TBM, UFB-EW-K-0012-1739.

AGJV (2018) «Chromium action plan – Status update 02», Follobanen EPC TBM, UFB-EW-K-0013-1815.

Heidelberg cement (2017) “Chromium VI in cement and concrete waste water” 19/04/2017

NFF (2009) «Teknisk rapport 09: Behandling og utslipp av driftsvann fra tunnelanlegg».

NGI (2018) «Utlekking av treverdig og seksverdig krom fra betong», datert 03/10/2018, Teknisk notat 20180207-01-TN.

Rambøll Sweco ANS (2018) «Vurderinger av seksverdig krom i tunnelvann», dDatert 14/09/2018, Temanotat 960168 Sandbukta-Moss-Såstad.

Ranneklev, Garmo, Petersen og Vikan (2017), «Undersøkelse av tunnelvann, slam og uomsatt sprengstoff under drivingen av Espatunnelen på E6», VANN 03-2017.

World Health Organization (2011) “Guidelines for drinking water quality – 4th ed.”, side 340.

**MODELLERING AV GEOLOGISKE DATA OG BRUK AV TVERRFAGLIG
MODELL PÅ FORNEBUBANEN****Modelling og geological data and use of coordination model on the fornebu line project**

M.Sc Marcus Fritzøe Lawton, Multiconsult ASA

SAMMENDRAG

Fornebubanen har gjort en stor innsats for å digitalisere og modellere ulike grunnundersøkelser og geologiske strukturer. En har samlet det aller meste av undersøkelser i samme modell, og i prinsippet skapt en geologisk visuell database. Dette byr på en meget god oversikt over hva som er gjort av grunnundersøkelser på prosjektet. De ulike modellene er samlet i en fagmodell, som igjen er delt inn i ulike containermodeller. Dette for å sortere modeller i forhold til om det har en geografisk plassering, er tolkninger eller om det skal bygges. Dette gjør det også enklere å filtrere ut modeller en ikke ønsker å fokusere på.

God filtrering av modeller er også en viktig faktor for å øke verdien av en BIM modell. En ser i dag at brukerterskelen er relativt høy fordi en sliter med å finne frem til den informasjonen en ønsker. Ved en å ha en ryddig modell, med riktig informasjon vedlagt kan en enkelt hente ut store mengder informasjon. En god geologisk BIM modell kan også gi stor verdi under utførelse av et prosjekt, dersom en klarer å kontinuerlig mate ny data fra driving inn i modeller og dermed får en direkte sammenligning mellom antatte og faktiske grunnforhold.

SUMMARY

The Fornebu line has done a big effort in digitalization and modelling of different ground investigations and geological structures. Most of the projects investigations have been included in the same model, to create a visual geological database. This gives a good overview of what ground investigations have been preformed. The different models is included in an engineering geology model, which is again split into different container models. These container models sort the data by how they originate. One model for data with a known geographical location, one for interpretations and a third for geometries to be built. This makes it easier to filter out the models you are interested in.

Good filtering is a critical factor to increase the value of a BIM model. The user threshold is relatively high because users struggles to filter and find the information they are interested in. By having a structured model, with the right information attached, one can easily extract large amounts of information. A good geological BIM model can also provide great value during the execution of a project. If one manages to continuously feed new data from tunnel construction into the model, one will get a direct comparison between assumed and actual ground conditions.

INNLEDNING

Fornebubanen er en ny T-bane strekning som vil ligge i sammenhengende tunnel mellom Majorstua og Fornebu. Tunnelstrekningen blir på ca. 7 km, inkludert opptil 5 stasjoner i berg. Banen vil gi en effektiv kommunikasjonsløsning for beboere i hele regionen, og vil legge til rette for en bærekraftig og fremtidsrettet byutvikling langs traseen ut mot Fornebu. En ser for seg en byggestart i løpet av 2020, med ferdigstillelse 2026/2027 (Oslo kommune, n.a).



Figur 1 Trasé Fornebubanen..

I prosjektet ligger det en storstilt satsning på bruk av modell og BIM. En av visjonene til prosjektet er å bruke BIM som det bærende informasjonselementet. Data skal være enkelt tilgjengelig, og modellbruken skal ha en lav brukerterskel. Innen en rekke fagområder har bruken av BIM blitt stadig vanligere i store prosjekt. En lager detaljert modeller der informasjon kan hentes direkte ut av objektene samtidig som behovet for tegninger blir stadig mindre.

Innenfor ingeniørgeologi har en ikke sett den samme utviklingen. Dette kan det være flere grunner til. En typisk begrensning ved modellering av geologi er manglede datagrunnlag. Der konstruksjoner gjerne har nøyaktige dimensjoner og plasseringer å gå ut i fra, er dette gjerne ikke-eksisterende for geologi. En har gjerne en del observasjoner i dagen, med stadig tynnere grunnlag mot dypet. Det er for eksempel umulig gjenskape berggrunnen 100 % i form av 3d geometri, og en må i stor grad basere seg på tolkninger. En ser også at de typiske programvarene for BIM modellering ikke er tilrettelagt for geofag, noe som lager en høy brukerterskel for å komme i gang. Samtidig finnes det data fra grunnundersøkelser og observasjoner som har en konkret geometri eller plassering, som relativt enkelt kan modelleres. Med bakgrunn i prosjektets visjon har en derfor forsøkt å bruke BIM i størst mulig grad innenfor fagområdet ingeniørgeologi, for å prøve å kommunisere data som typisk har vært å finne på tegninger og i rapporter.

PROSJEKTETS GEOLOGI

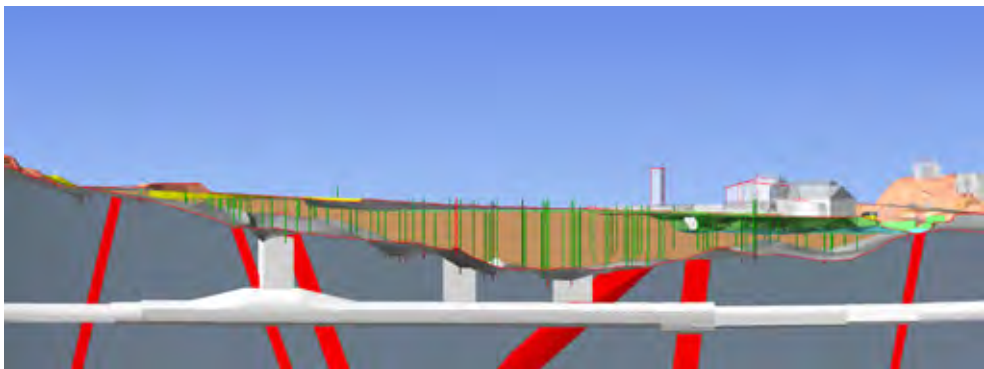
Prosjektet er plassert ved indre deler av oslofjorden, mellom Oslo og Bærum. Berggrunnen her hører til Oslofeltet og består i hovedsak av kambrosiluriske sedimentærbergarter. Dette er en ca. 1000 m tykk lagrekke der en finner blandt annet leirskifer, knollekalk, kalkskifer og sandstein i veksling. Mot øst er det også opptredner av svartskifer, som kan være syredannende. Lagene, som stort sett bølger om horisontalplanet, er gjennomført av ett stort antall eruptivganger. Gangene varierer i utbredelse fra under 1 m til flere titals meter. Disse er gjerne relativt steile og har ved tidligere prosjekter i området vist seg å være til dels meget vannførende.

Tunnelen vil passere gjennom flere svakhetssoner. Disse ligger gjerne ØNØ-VSV langs med strøketningen, eller i N-S retning etter en graben dannelsen i perm tid (Jernbaneverket, 2006). Forkastningene kan flere steder observeres som fordypninger eller daler i terrenget. Utover mot Fornebu er gjerne dalene fylt med løsmasseavsetninger og fremtrer mer som mindre fjellrygger i terrenget.

INGENIØRGEOLOGISKE UTFORDINGER

Fornebubanen er plassert i et utfordrende område geologisk sett. Samtidig er det flere andre faktorer som kompliserer byggingen ytterligere. Av de totalt 6 planlagte stasjonene, skal majoriteten ligge i berg. I relativt flat topografi får en da en situasjon hvor en ønsker størst mulig bergoverdekning over stasjonshallene, samtidig som adkomsten blir mer kompleks jo dypere stasjonene ligger. Ved å legge stasjonene grunt legges føringer for hvor dypt resten av tunnelene kan ligge. Totalt sett ligger drøyt 20 % av banen med under 15 m bergoverdekning og opp i mot 50 % med mindre enn 20 m. Stasjonene består i hovedsak av berghaller og byggegroper. I områder med store løsmassemekigheter har en valgt å legge stasjonene dypere. Her kan det bli vertikale sjakter i opp til 50 m dypde, som ender i store berghaller.

Hele tunnelstrekningen ligger i områder med tett bebyggelse. Gitt den lave overdekningen kan dette gi utfordringer ved injeksjon. Tunnelstrekningene vil også passere gjennom flere svakhetssoner og intrusivganger. Her vil det derfor være spesielt viktig å ha kontroll på både overdekning, sammen med geologiske forhold for å kunne planlegge injeksjonsopplegget både under prosjektering og driving.



Figur 2 Utsnitt fra fagmodell ingeniørgeologi, lysaker stasjon.

Om en ser på stasjonene isolert sett kan hver og en by på ulike problemstillinger. Kompliserte adkomster, høye bergskjæringene, store bergrom med lite bergoverdekning og dype sjakter/byggegroper er noen av utfordringene. Mange av disse berguttakene vil komme meget tett på andre bygninger og infrastruktur, noe som øker risikoen. God kontroll på eksisterende bygningsmasse er derfor ett nøkkelkriterie ved byggingen og en ser her at BIM modeller er ett godt verktøy ved sammenstilling av nye og gamle data.

VERDIEN AV EN GEOREFERERT DATABASE

Ved planlegging av ett nytt tunnelprosjekt legges det store resurser i å få et best mulig underlag til videre prosjektering. En har gjerne tidligere rapporter, ulike grunnlagskart, en rekke grunnundersøkelser og befaringer. Underlaget har gjerne en viss verdi alene, men styrkes i sammenheng med andre data.

Ved å ha informasjonen lagret i rapporter kan små biter med informasjon fort drukne i den store mengden. Et eksempel på dette kan være geologisk kartlegging av et tidligere tunnelprosjekt i samme område. En slik kartlegging inneholder gjerne en meget grundig gjennomgang av bergmassen med detaljert kartlegging av de minste sprekker, til bergarter og bergmassekvalitet. Ved å lese en slik rapport får en gjerne et godt inntrykk av lokale bergforhold, som en kan ta med seg videre. Samtidig kan en fort overse det faktum at detaljer stort sett er godt referert til en tunnelling, som igjen har en geografisk plassering. Dette betyr at dataene kan gis en ganske eksakt geografisk plassering og videre sees i sammenheng med andre georefererte data ved visualisering.

Georeferert informasjon vil også ha en helt annen tilgjengelighet enn data lagret i rapporter eller tegninger. I prinsippet blir det en visuell database der en navigerer etter informasjon etter et kart. Dette er gjerne utgangspunktet for GIS (geografisk informasjonssystem). Ved å gi informasjon en bestemt geometrisk form, samtidig som den har en bestemt plassering relatert til annen informasjon har vi BIM. Dette har vært utgangspunktet bruk av BIM i ingeniørgeologisk sammenheng i Fornebubanen. En ønsker å hente inn det en har av data og sette det i relasjon til ny data for å skape ett mest mulig komplett bilde og unngå at data går tapt underveis.

En BIM modell har sin største styrke i visualisering av modeller i relasjon til annen geometri. Samtidig fungerer en god BIM modell som en fantastisk database for georeferert informasjon. Ved å systematisere dataene en inkluderer i modellen, kan en hente ut mye data til videre prosessering, eller analyser. En kan for eksempel hente ut all data som har en kobling til sprekkemålinger og lage gode statistikker over dominerende sprekkeretninger. Under forutsetning av at nye data blir inkludert i modell etterhvert som de blir tilgjengelige, blir det en dynamisk modell der en kan følge med på trender og utvikling etterhvert som ny data dukker opp.

FAGMODELL INGENIØRGEOLOGI

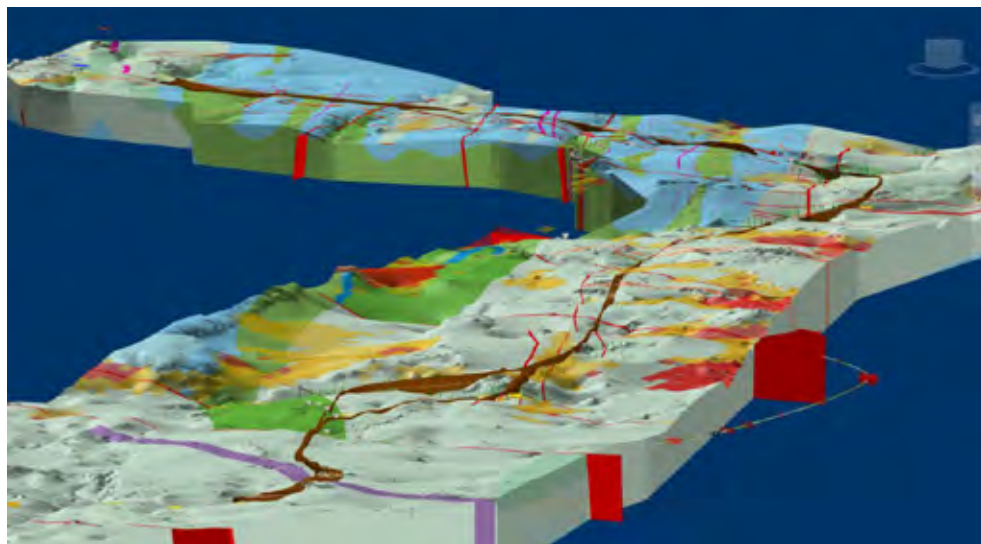
Alle fagdisipliner leverer sine egne fagmodeller. Det er lagt opp til at hvert enkelt fag gjør en vurdering av hva som er hensiktsmessig å inkludere i modell, med en målsetning om å kutte mest mulig ned på tegninger. For ingeniørgeologi vil en forsøke å i stor grad gå bort fra

tradisjonelle geologiske tegninger, og levere det samme grunnlaget i modell. For å systematisere underlaget er fagmodellen delt inn i containermodeller som vist i tabell 1.

Tabell 1 Inndeling og innhold i ulike containermodeller

Containermodell:	Forundersøkelser	Berggrunn	Tunnel
Innhold:	Det som finnes av underlag med en bestemt geografisk plassering. I hovedsak forundersøkelser, men også kartgrunnlag og tunnelkarlegginger	Tolkninger av geologiske formasjoner, basert på underlaget en har tilgjengelig. Dvs svakhetssoner, intrusiver, bergarter	Det som skal bygges. Tunnelgeometri, bergsikring, injeksjon.
Modeller:	Kjerneboringer, seismikk, grunnboringer, dypforvitring, feltkartlegging, tidligere tunnelkartlegging	Svakhetssoner, Intrusiver, Berggrunn Bergoverflate	Bergsikring, Tunnelgeometri Q-klassifisering

Ved å dele det opp på denne måten kan en enkelt få tilgang til det detaljenivået en er interessert i. Samtidig har en all data tilgjengelig med noen få trykk. Containermodellen er satt opp med flere predefinerte «visninger». En ser at dette blir en nødvendighet ved bruk av komplekse modeller, da store mengder data kan gi et rotete bilde. Da alle modeller også blir tagget med relevante parametre, kan en også søke opp for eksempel bestemte grunnundersøkelser, eller få alle seismikklinjer opp.

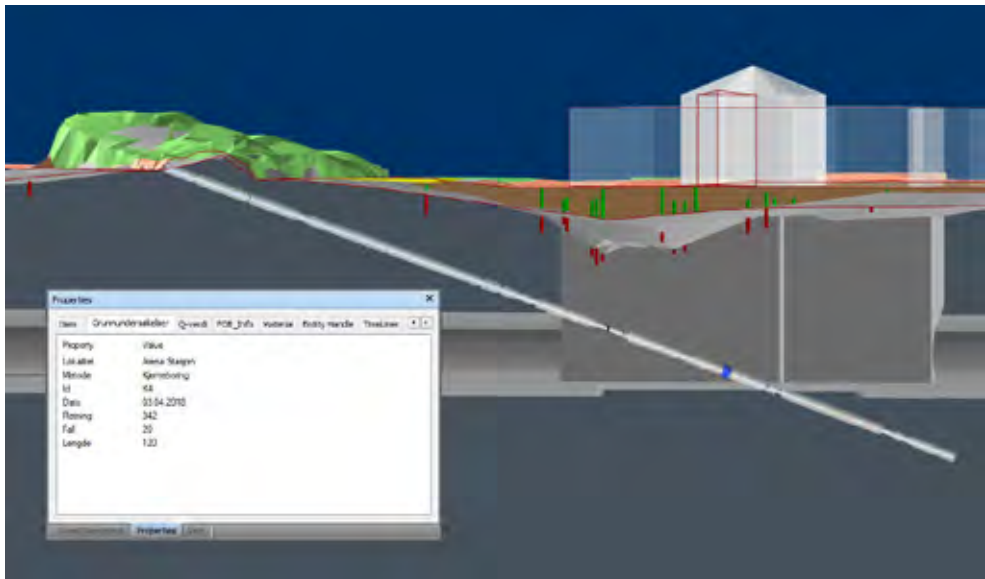


Figur 3 Fagmodell ingeniørgeologi, vist i navisworks.

Forundersøkelser

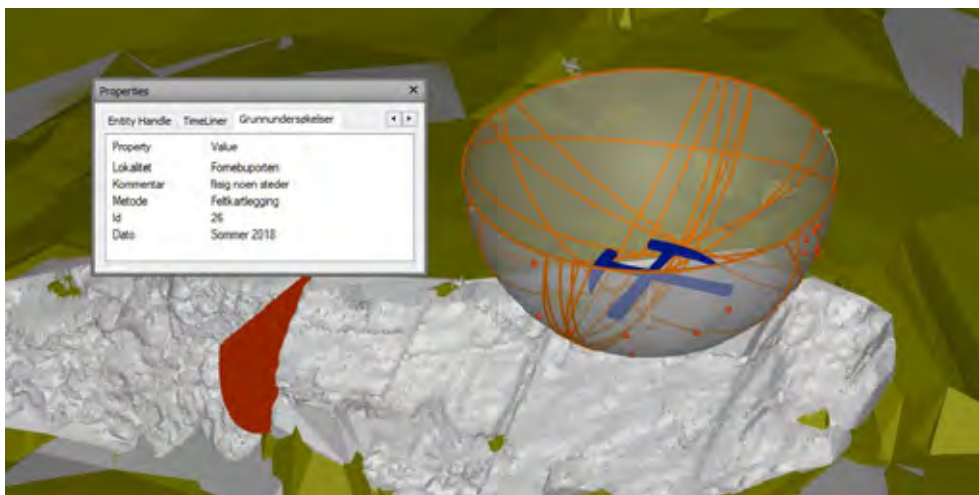
Containermodell for forundersøkelser skal visualisere det som er «sikre data» for berggrunnen. Her er de ulike forundersøkelsene visualisert i forhold til geografisk plassering. En har også forsøkt å inkludere det mest mulig data som til vanlig er å finne i rapporter. I tillegg til de lokale undersøkelsene utført ved prosjektet, er det også inkludert data fra tidligere tunneldriving samt kartlegging av dypforvitring fra NGU. Dette er data som vurderes som relativt sikre, og kan gi et godt grunnlag for modellering av soner og bergmasse.

Kjerneboringer er modelleret som sylindere som følger borhullets forløp basert på avviksmålinger. Data som tradisjonelt er presentert i en kjerneboringsrapport er visualisert langs borhullet. Dette inkluderer RQD, Bergarter, Sprekkesoner, vanntapsmålinger og estimerer på Q-verdi. Informasjon som id, boredata, boreretning ol. er også lett tilgjengelig.



Figur 4 Visualisering av kjerneborhull ved fornebuporten stasjon. En ser sylindre med ulike diameter som representerer kartlagt RQD verdi. En kan også skimte ulike intrusiver i bunnen av hullet. Her kan lag skrues av og på avhengig av hva en ønsker å fokusere på.

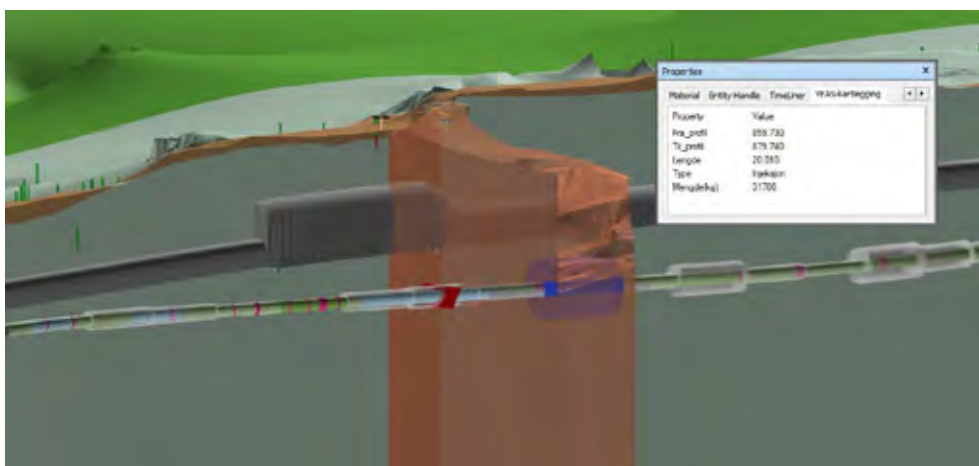
Feltundersøkelser er blitt representert som en lokasjon, der sprekkplan er modellert. Dette gir muligheten til videre analyser hvordan oppsprekningen kan påvirke stabiliteten av bergrom eller byggegrøper. Ved å kunne plassere plan langs med tunnelgeometrien kan en få ett godt inntrykk av hvordan strukturer vil skjære tunneler og bergrom. Hver enkelt sprekkemåling er også inkludert i modellen, som buer i en halvkule. Dette gir en enkel visualisering av både strøk og fall. Hver bue inneholder informasjon om strøk og fall. Dermed får en etterhvert en stor database for sprekkedata, der alt eller deler kan eksporteres og brukes i statistikker og polplott.



Figur 5 Visualisering av sprekkemålinger ved en bergskjæring. En ser at målingene samsvarer med strukturene i scan av skjæringen. Til venstre i bildet er et sprekkeplan (rødt) visualisert sammen med skjæringen. Slike plan kan en for eksempel sammenstille med tunnelgeometri for så se hvordan de kutter tunneler og bergrom.

Det er også gjort et arbeid med å digitalisere tidligere kartlegginger fra tunneler i samme område. For tunnelkartleggingene er svakhetssoner, større sprekkesoner, bergarter og injeksjonsmengder modellert. Dette har bidratt til bedre kunnskap om svakhetssoner og vannførende intrusivganger. Det gir også et bedre grunnlag for modellering av tilknytning av soner mot dypet, noe som senker usikkerheten i modellen. Figur 6 viser en syenittgang som skjærer både VEAS tunnelen og planlagt Vækerø stasjon.

For grunnboringer er det gjort et arbeid med å visualisere boreddybder og lokaliteter. Disse er modellert som sylindrer der boring i løsmasser og fjell er tegnet i ulike farger. Alle boringene inneholder også attributter som id, boredata, boredyp for å gjøre dataen sporbare. Dette gir også en god søkbarhet, som f.eks. kan brukes i kontroll av hvilke boringer som er inkludert i bergmodellen. Dette har en stor nytteverdi når en stadig mottar nye data.

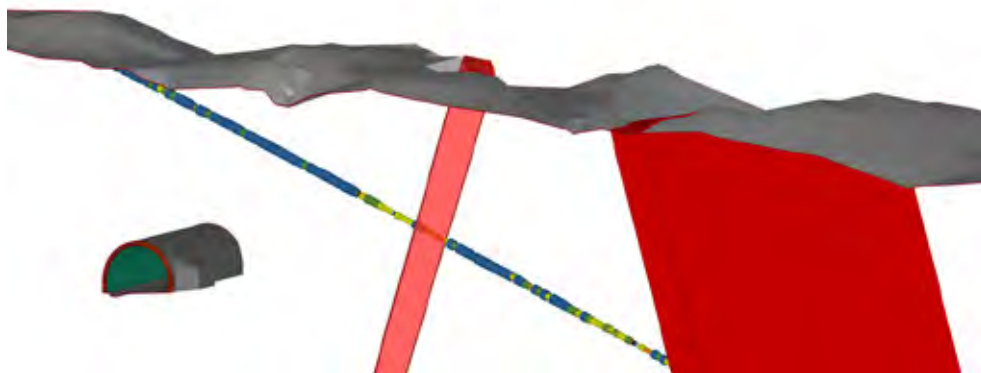


Figur 6 Geologisk kartlegging fra VEAS tunnelen. En ser sprekkeplan (rødt) og intrusiver (rosa) der de skjærer tunnelen. Hvide sylindrer viser injeksjonsmengder.

Berggrunn

Containermodellen «Berggrunn» inneholder alle tolkninger som er gjort. Her er modellene basert på grunnlagsdata og geologiske strukturer er basert på tolkningen av disse. Dette gir en noe større usikkerhet enn for modeller som er inkludert i containermodellen «forundersøkelser». Det er også svært varierende tolkningsgrunnlag for disse modellene. Enkelte sone kan for eksempel påvises fra flere kilder og en kan gjøre relativt gode tolkninger av forløp. Andre soner kan f.eks. kun sees som en antydning i seismiske data. For å skille mellom usikkerheten har en laget en skala fra 1-4. Hver modell blir gitt en verdi, basert på hvor trygg en er på plassering. Dermed kan en i sammordingsmodellen sortere data på usikkerhet, og velge å se bort i fra data med en høy usikkerhet.

Bergoverflatemodellen gir en tolket overflate av berggrunnen. Denne holdes løpende oppdater med grunnboringer som utføres. Sammen med terrengmodell gir den også et godt bilde av løsmassedybder. Modellen er i hovedsak en triangulering mellom grunnboringer. I områder der en har registrert berg i dagen blir overflaten hevet til terrengnivå. Dette gir et godt bilde i områder med mye data. Samtidig kan den gi store avvik i områder der det ikke er utført boringer. For å tydeliggjøre usikkerheten genereres et fargeplott sammen med bergoverflaten, der fargene blir gradvis mørkere jo lenger en beveger seg bort fra en registrering.

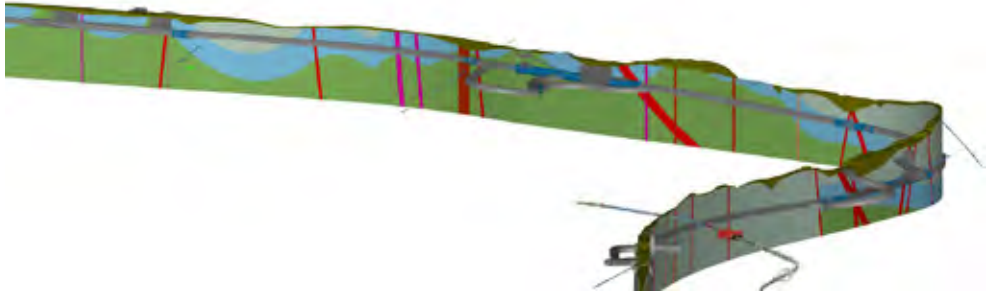


Figur 7 Tolkning av svakhetszone basert på kjerneboring og lineament i dagen.

Berggrunnsmodellen bruker bergmodellen som øvre grensen, men gir også en tolkning av bergarter mot dypet. Modellen er i hovedsak basert på geologisk kart og snitt fra NGU. I tillegg til dette er kjerneboringer benyttet for å tolke fall og forløp av bergartsgrenser. For å generere en detaljert berggrunnsmodell trenger en et enormt underlag av forundersøkelser. En kan derfor si at berggrunnsmodellen kommer med en viss usikkerhet. Samtidig gir den et godt bilde av hvordan ulike strata forholder seg til hverandre og gir en fin visualisering av dominerende bergarter som tunnelen vil passere gjennom.

Svakhetssoner og gangbergarter er skilt ut som egne modeller. Disse opptrer gjerne over begrensede områder, men kan by på både stabilitets og vannproblematikk under tunneldrivingen. En ser derfor en nytteverdi i å kunne studere disse separert fra berggrunnen i sammenheng med tunnelmodell.

Alle modellene i containermodellen er også visualisert i et geologisk lengdesnitt langs tunnelens senterlinje. Ved å levere dette i modell får en til en direkte kobling mot andre modeller. Dermed er snittet alltid oppdatert med det siste grunnlaget og en får en mer levende visualisering av tunnelen enn ved tradisjonelle tegninger.



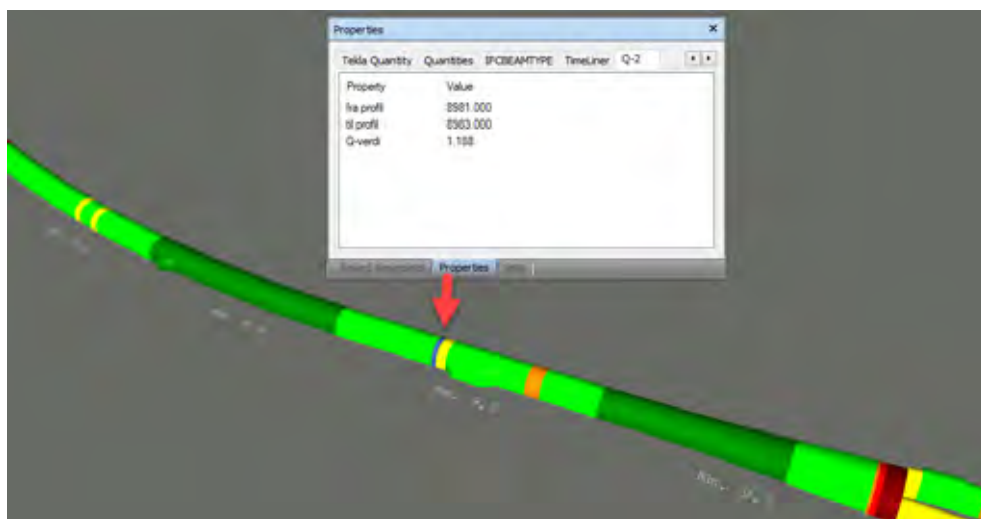
Figur 8 Visualisering av tunneltreseen langs et geologisk lengdesnitt.

Tunnel

Tunnelmodellen inkluderer geometri og sikring av tunnelene som skal drives. Tunnelprofilen deles i hovedsak inn i «skiver» på 2 m i tunnelretningen. Disse inneholder informasjon om geometri, profilnr. og mengder. Dette gir muligheten til å ha en løpende oversikt over mengder og kostnader knyttet til prosjektet. Det gir også muligheten til å enkelt hente ut detaljert informasjon om geometri.

I tillegg til å inkludere denne grunnleggende informasjonen, gjøres det også forsøk med en direkte kobling mot en levende database. Her legger en inn data som estimerte sikringsklasser, fjelloverdekning og estimer for vanninntrengning. Ved å ha en kobling mellom modell og database kan en visualisere dataene for å se hvordan de sammenfaller med geologiske undersøkelser og tolkninger. En kan også bruke modellen til å forbedre underlaget i databasen ved at en gjennom en iterativ prosess får en økning i kvaliteten for hver runde.

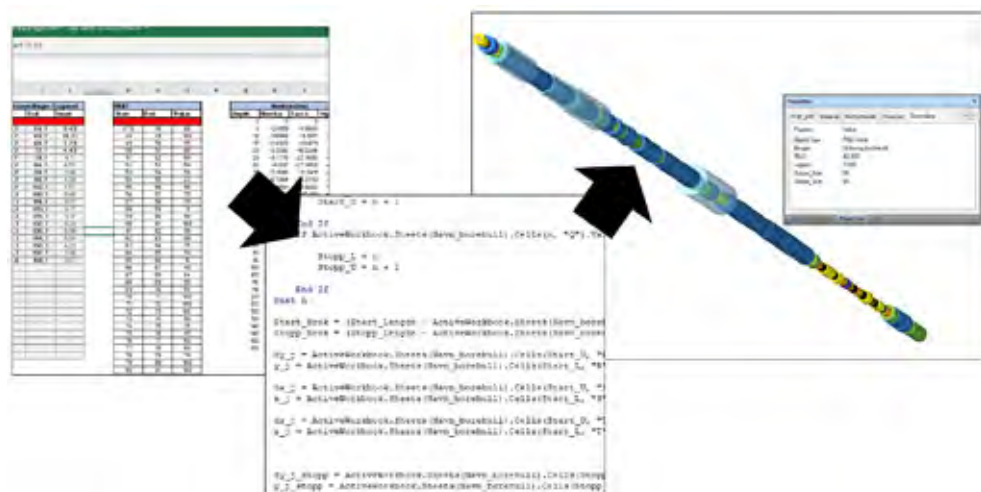
For sikringsomfang modellerer en kun avsatt rom til sikring. Da en sjeldent har detaljert informasjon om hvordan tunnelsikring vil bli i forkant av tunneldriving er det vanskelig å lage detaljerte sikringsmodeller. Samtidig ønsker en å detaljere modellene mer i områder der sikringsomfanget er kjent. Dette er typisk i sjakter og store bergrom der det vil legges strengere føringer til bergsikring.



Figur 9 Eksempel på bergmasseklassifisering i modell. Ulike farger angir sikringsklasser. Klassifiseringen kan eksporteres for å lage prosentvis fordelinger.

BRUKERTERSKEL FOR MODELLERING

Erfringer fra Fornebubanen viser at det kan være en høy brukerterskel for å ta i bruk modellen i det daglige arbeidet. Selv om mye informasjon etterhvert ligger tilgjengelig i samme modell, krever det en innsats fra bruker for å finne frem til informasjonen. Her er et viktig at modellansvarlig gjør en kontinuerlig jobb for å systematisere data, og gi det riktig «tag» slik at den er søkbart. Fornuftig inndeling i ulike set og og visninger er nødvendig for enkelt å kunne lete frem data.



Figur 10 Prosess for automatisering av kjerneboringsmodellering. Input hentes fra excel skjema, som tolkes av en kode og plottes i autocad.

Det er også gjort forsøk på å forenkle modelleringsjobben via automatisering. Ved å koble kjente verktøy som excel, mot mer avanserte modelleringsverktøyer som autocad og revit kan en senke brukerterskelen for å ta i bruk modellbasert prosjektering. Ved Fornebubanen har en for eksempel automatisert modelleringen av kjerneborhull og feltobservasjoner. Brukern trenger i utgangspunktet kun å fylle ut predefinerte tabeller i excel, som deretter oversettes til geometri og modeller autocad. En ser at dette senker brukerterskelen for å ta i bruk modelleringsverktøyer, men at det fortsatt krever noe innsats fra brukeren. Samtidig ser en at det stadig dukker opp nye løsninger for å forenkle prosessen.

DISKUSJON OG KONKLUSJON

Ingeniørgeologisk prosjektering i BIM modell kan bidra til å øke kunnskapen om grunnforholdene og bidra til en god oversikt over hva som finnes av tilgjengelige data. Samtidig er det fortsatt en brukerterskel for å ta i bruk BIM verktøyer. Dette gjelder både for selve modelleringen men også for visualisering av container og fagmodeller. Mange er vant til tegninger og det er ikke alltid intuitivt hvor en skal finne den samme informasjonen i et BIM verktøy. Dermed kan fort en BIM modell miste mye av sin verdi fordi brukerne ikke finner den informasjonen de trenger. Her er det derfor viktig å strukturere modellene sine godt, og gi god opplæring i bruk av visningsverktøyer.

En ser også at det foreløpig foreligger lite geologisk data i modellform. Dersom dataene allerede forelå, kunne en enkelt hentet dette inn i nye prosjekter og fort fått en rekke datakilder til bruk ved modellering. Her kan en for eksempel se for seg at kommende tunnelprosjekter publiserer geologisk kartlegging og tolkninger fra tunneldrivingen i modellform. Spesielt i urbane områder, der en stadig får nye tunneler, vil dette kunne være verdifull informasjon og hadde være et fantastisk verktøy for å skape et mer detaljert bilde av undergrunnen.

Under byggefasen av ett tunnelprosjekt kan gode geologiske modeller også vise seg å være nyttig ved oppfølging. Det logges i dag store mengder data under tunneldriving. Veldig mye av disse dataene er referert enten til koordinater eller langs en tunnellinje, og kan med rett verktøy mates direkte inn i modell. Dette gir en direkte kobling mellom tolkede og faktiske grunnforhold, noe som kan gi et godt underlag for videre kontraktuelle diskusjoner. Det finnes mange muligheter for bruk av en geologisk BIM modell, men det krever i dag en relativt stor interesse fra brukeren for å oppnå gode resultater. Samtidig ser en at det stadig jobbes med utvikling av verktøyer rettet mot geologi og BIM, en kan håpe at det med tiden vil senke brukerterskelen slik at det blir et verktøy for massene.

REFERANSER

Oslo kommune. (n.a): "<https://www.oslo.kommune.no/politikk-og-administrasjon/slik-bygger-vi-oslo/fornebubanen/#gref>".

Jernbaneverket (2006): "Fagrapport ingeniørgeologi, Tunnel Lysaker - Sandvika"

NEDRE OTTA KRAFTVERK – Tegningsløst anlegg**Nedre Otta hydroelectric powerplant – paperless construction site**

Eirik Oulie Rosbach, BIM-koordinator og kontraktsingeniør, Skanska Norge AS
Bård-Olav Aune, BIM-koordinator, Skanska Norge AS

SAMMENDRAG:

Nedre Otta kraftverk er et av Norges første anleggsprosjekter hvor en BIM-modell er det eneste gjeldende arbeidsunderlaget for produksjon i stedet for tradisjonelle tegninger.

Modellbasert bygging stiller store krav til tillit mellom partene og endrer arbeidsmetoden for å tilegne seg informasjon som tidligere ble presentert på tegninger. Skanska viser hvordan Samordningsmodellen brukes inne på kontoret og tilrettelegges for produksjon gjennom arbeidspakker. Videre blir arbeidspakkene tilgjengeliggjort for fagarbeidere på plassen gjennom BIM-kiosker og nettbrett.

Anleggsstart var høsten 2016 med forventet ferdigstillelse i mai 2020. Skanskas kontraktsarbeider er en utførelsesentreprise og består i hovedsak av tunneldriving og betongarbeider.

SUMMARY:

Nedre Otta hydroelectric powerplant is one of Norway's first civil projects where an BIM-model is the only working basis for production instead of traditional drawings.

Model based construction makes great demands of trust between the participants in the projects and changes the way of working in finding the information required for building. Skanska shows how the BIM-model, called Coordinaton model, is used in the office, prepared for production through creation of working packages. Finally, the working packages is made available for construction workers on-site through BIM-kiosks and tablets.

Construction began in late 2016 with expected completion date in May 2020. Skanska's civil contract is a design-bid-build contract and consist mainly of drill and blast tunnels and concrete works.

INNLEDNING

Nedre Otta kraftverk (Nedre Otta) ligger i Ottaelva like nordvest for Otta på begge sider av grensen mellom Sel og Vågå kommune i Oppland fylke. Riksvei 15 passerer nært inntak, tipp og utløpsområdet for kraftverket.

Nedre Otta er et av de første prosjektene i Norge som kun bygges med en BIM-modell som gjeldende arbeidsunderlag i stedet for tegninger.

Nedre Otta skal utnytte et fall (brutto) på 55,5 meter inn til to like 43 MW kaplanturbiner med en årsproduksjon på 315 GWh. Elva har fra før 4 eksisterende reguleringsmagasiner og to

overføringer og vil med å fornye eksisterende inntaksdam i Eidefossen, ikke føre til ytterligere reguleringer.

Kraftstasjonen bygges i en fjellhall med dimensjonene 60 meter lengde, 20 meter bredde og 43 meter høyde. Ved siden av kraftstasjonen bygges en trafohall med plass til to generatortransformatorer på 2 x 50 MVA og en nett-transformator på 60 MVA. Arbeidene er vist i figur 1.

Prosjektinformasjon

Utbygger: Eidsiva Vannkraft AS

Eiere: AS Eidefoss (50 prosent), E-CO Energi (27 %), Eidsiva Energi AS (23 %).

Total kostnadsramme: 1 210 MNOK

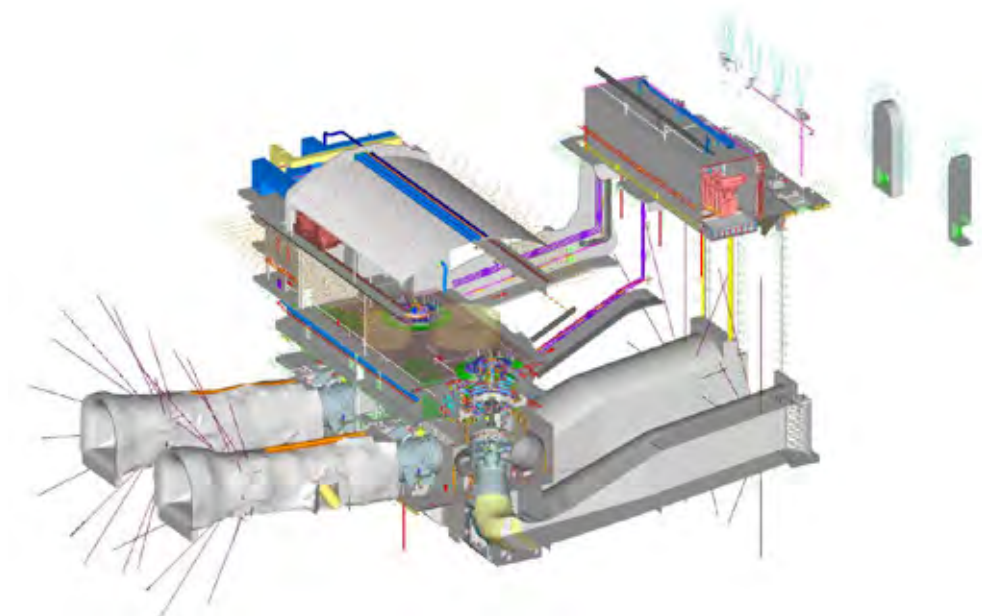
Ansvarlig Prosjekterende: Norconsult

Elektro: VEO, Andritz Hydro, ABB, Linka

Maskin: Andritz Hydro, Datek, Enerquip

Byggentrepreneur: Skanska Norge AS

Kontrakt byggearbeider: 657 MNOK eks. mva.



Figur 1: Tverrsnitt av kraftstasjon og trafo fra Samordningsmodellen.

Skanskas kontraktsarbeider

Skanskas arbeider består i å drive 9 km vannløpstunnel (90 m²), 2 km transport- og svingetunneler, fjellhall for kraftstasjon og trafo, sjakter, herunder en 50 m svingesjakt med dimensjon Ø = 5 m. Videre omfatter arbeidet grunnarbeider ved inntak, utløp og forskjæringer i dagen og tipp. Totalt skal det sprenges ut ca 1 million pf m³ som skal deponeres i tipp. Betongarbeider skal utføres ved inntak, kraftstasjon, trafo, utløp og portalbygg på totalt ca 15 000 m³ og ca 1 100 tonn armering, samt påfølgende innrednings- og kompletteringsarbeider.

Anleggsstart var oktober 2016 med grunnarbeider og tunneldriving. Tunneldriving var ferdig i månedsskiftet februar/mars 2019.

Betongarbeider i kraftstasjonen begynte høsten 2017 og ble overlevert i april 2019 klart for hovedmontasje til prosjektets sideentreprenører. Innrednings- og kompletteringsarbeider vil pågå fram til overlevering av prosjektet i mai 2020.

KONTRAKTSFORM OG KJØREREGLER

Prosjektet har i utgangspunktet en standard NS8405-kontrakt med mengdebeskrivelse basert på NS3420. Det er en del egne kontraktsbestemmelser som har tilknytning til kontraktsvedlegget «*BIM-strategi for utførelse*» som ligger til grunn hvordan prosjektet skal bygges og gjennomføres.

I strategien legges det opp til at all prosjektering til skal utføres med BIM-verktøy og at all informasjon skal hentes fra en BIM-innsynsmodell som kalles Samordningsmodellen, som inneholder alle fagdisipliner's sine fagmodeller på tvers av alle entrepriser i prosjektet. Det legges opp til at informasjon på det enkelte objekt i fagmodellen skal kunne brukes direkte i produksjon på samme måte som et tradisjonelt tegningshefte.

For Skanskas arbeider er det en egen kontraktsbestemmelse at arbeidsgrunnlaget ikke inkluderer tegninger, men kun skal ta utgangspunkt i Samordningsmodellen.

Det stilles også krav til at utførende entreprenør skal levere innmålte flater for utført arbeid for videre prosjektering (eks skanning av sprengt fjell for kontaktstøp).

Byggherrens levering av arbeidsgrunnlag tar utgangspunkt i entreprenørens utførelsesplan (f. eks støpeavsnitt) slik at det stilles krav til kontinuerlig oppdatering og koordinering av slike planer.

Det mest uvanlige i BIM-strategien sett i fra en utførelsesentreprises ståsted er deltakelse i en grensesnittkontroll, *IDC – Inter Disciplinary Check*. I denne kontrollen skal Skanska delta i en prosess med å kontrollere elementer (eks fagmodeller) i Samordningsmodellen og melde tilbake eventuelle feil, uklarheter og kommentarer til planlagt utførelse. Frist for tilbakemelding er normalt 14 dager. Skanska skal som minimum kontrollere geometri og utførelse ihht planlagt lage støpeavsnitt.

Prosjektet stiller således store krav til samarbeidsvilje og gjensidig tillit mellom aktørene. God samhandling mellom byggherren, rådgivere og alle utførende prosjektet har vært og er en absolutt nødvendighet for å lykkes. Dette har etter Skanskas syn fungert meget bra siden oppstarten høsten 2016.

LEVERANSER FRA BYGGHERRE TIL PRODUKSJON I PROSJEKTET

BIM-strategien legger også føringer på hva utførende entreprenører kan forvente å få av data og tilhørende formater for å utføre kontraktsarbeidene.

I bunn ligger Samordningsmodellen som er en tverrfaglig modell med sammenstilte fagmodeller fra alle disipliner. Formatet på denne er Autodesk Navisworks (.nwd). Denne oppdateres i utgangspunktet hver 14. dag med ny utsendelse.

Ettersom Navisworks i utgangspunktet er en innsynsmodell (hvis kun gratisversjon Navisworks Freedom benyttes) uten eksportmuligheter, leveres også de enkelte fagmodellene.

Formatene her har vært Autodesk dwg på betong/konstruksjon og Gemini sfi/efi på vei, tunnel, byggegrop og grunnarbeid.

Armering har også vært gjennomført digitalt med geometri i Samordningsmodellen samt tilhørende armeringstabell i excel-format som er eksportert ut av Samordningsmodellen basert på egenskapene som ligger i modellen. Denne armeringstabellen blir grunnlag for produksjon av armeringsleverandør.

ERSTATTE TEGNINGSPERMAN MED BIM-KIOSKER

Med kun modellbasert arbeidsgrunnlag kreves det en del endring i hvordan både funksjonærer, fagarbeider, byggherre og underentreprenører jobber og hvordan informasjonen tilegnes. Nedenfor gis det eksempler på arbeidsmetodikk på hvordan dette er løst inne på kontoret og hvordan dette brukes ute på byggeplassen.

BIM inne på kontoret

Samordningsmodellen brukes aktivt i bas-møter og planleggingsmøter samt er basis for diskusjon i arbeidsgrunnlagsmøter med byggherren og rådgiver. Dette er møter som skjer etter hver modelloppdatering og hvor hva som er endret siden siste modell gjennomgås sammen. Innspill på utførelse og alternativer diskuteres som en del av grensesnittskontrollen (IDC) og meldes tilbake i formelle kanaler etter møtet.

Det er også gjennomført flere ICE-sesjoner med produksjonsteamet i forbindelse med VDC-sertifisering av personell på prosjektet for å avdekke avhengige aktiviteter og planlegge produksjonen framover. Dette er vist i figur 2.



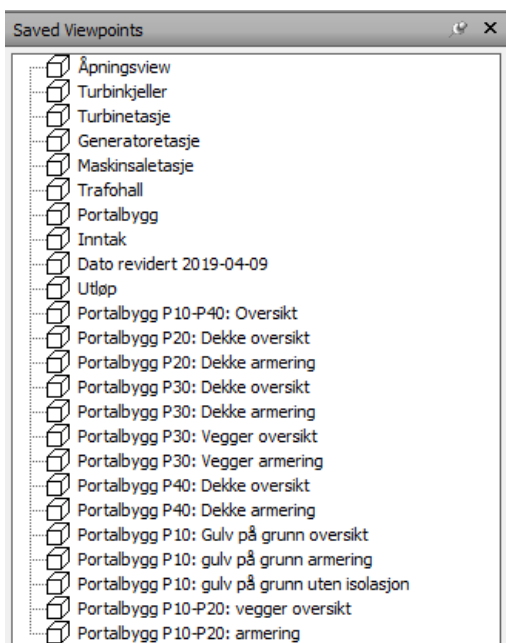
Figur 2: ICE-sesjon med produksjonsteam på betong

BIM ut til byggeplass

Samordningsmodellen inneholder alle fagmodeller for alle disipliner og i utgangspunktet vises alt samtidig. Det er en krevende jobb å navigere rundt og skru av objekter som ligger i

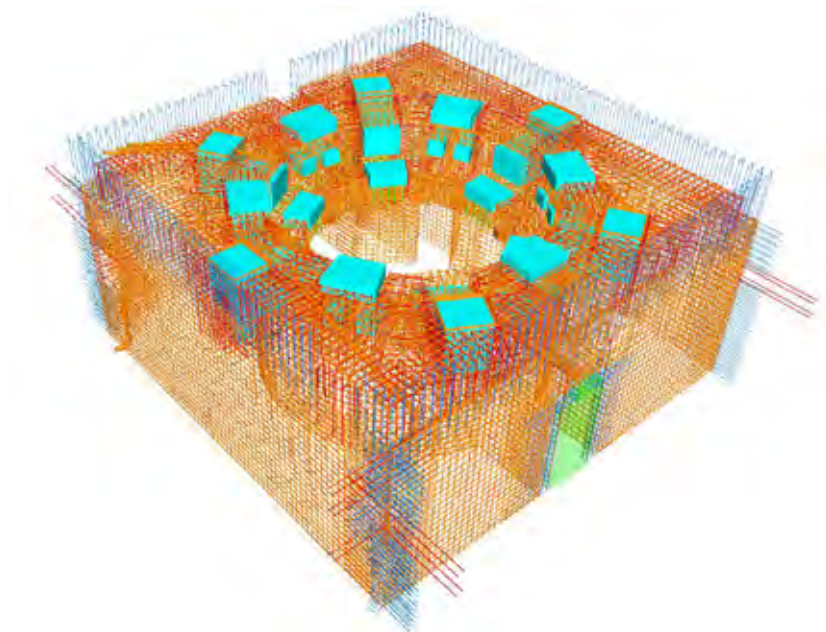
veien for det du skal se på eller bygge. Når programmet lukkes og startes på nytt må denne jobben i utgangspunktet gjøres på nytt.

For å forenkle denne prosess og spare tid lages det heller en del ferdiglagde ståsteder («saved viewpoints») i modellen som fungerer som en snarvei til den aktuelle konstruksjonen som skal bygges. Dette er vist i figur 3. Det foretas en informasjonssiling, det vil si at fagmodeller som ikke er aktuelle for Skanska sin produksjon skrur av. Denne silingen foregår av BIM-kordinator inne og i noen tilfeller sammen med basene som kommer med innspill på hva de trenger. På prosjektet har vi kalt dette å lage arbeidspakker til produksjonen. Programvaren som benyttes her er Autodesk Navisworks Simulate som er lisensbelagt i motsetning til Navisworks Freedom som er gratis og som dessuten ikke har denne funksjonaliteten.



Figur 3: Oversikt over ferdiglagde ståsteder som fungerer som en arbeidspakke for den aktuelle konstruksjonen. I dette tilfellet et portalbygg

I tillegg til å fjerne unødvendig informasjon for produksjonen blir arbeidspakkene også beriket med informasjon. Det kan være å importere en egen dwg-fil med målsetting av vegger eller utsparinger som er laget i Bentley OpenRoads Designer, egen modellering av objekter eller scanninger av fjell som ikke er kommet med i Samordningsmodellen enda. Dette er vist i figur 4. Et eksempel på den informasjonen som finnes i objektene er gitt i figur 5.



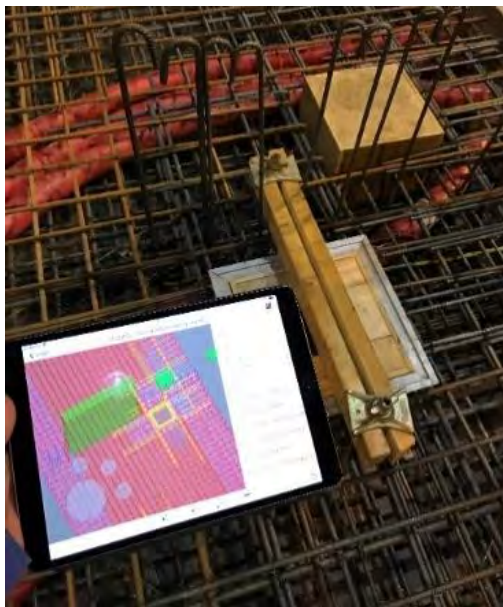
Figur 4: Arbeidspakke på armering for generatorfundament med egen modellering av utsparinger vist i turkis

USER iConstruct		Material	TimeLiner
Property	Value		
Område	Kraftstasjon		
Delområde	Generatorfundament		
Aktivitet	Armering		
Aktivitetsinndeling	K20-GF1-02		
Statusidentifikasjon	H		
Dato_publisert	2018-04-12		
Dato_revidert	2018-04-12		
ISY NS Post	3.4.05.54		
ISY NS Code	LC1.1303		
ISY NS Volume (...)	0.00		
Partition	GF-1		
Posisjonsnummer	64		
Diameter	20 mm		
Formkode	11		
Senteravstand	150.00		
Total Bar Length	3190 mm		
Quantity	1		
GUID	256241b1-725e-4fd8-88d6-4e2c15d2efc7		
ISY NS Count	0		

Figur 5: Informasjon som ligger på et enkelt objekt, her vist med armeringsjern.

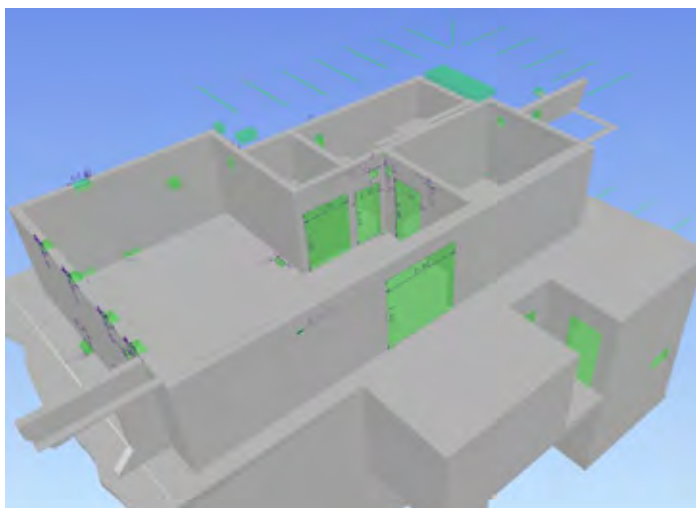
Arbeidspakkene tilgjengeliggjøres for alle på bruk på vanlig pc eller BIM-kiosk gjennom programvaren Autodesk Navisworks Freedom og på nettbrett (iPad) gjennom appen Autodesk BIM 360 Glue. Nettbrett brukes mye for å foreta visuell kontroll av armeringsjern og innstøpningsgods før innstøpning som vist i figur 6. Det er ingen forskjell i arbeidspakkene

mellom pc og nettbrett slik at det er ingen informasjon som går tapt ved valg av plattform. Dette vises i figurene 7 og 8.

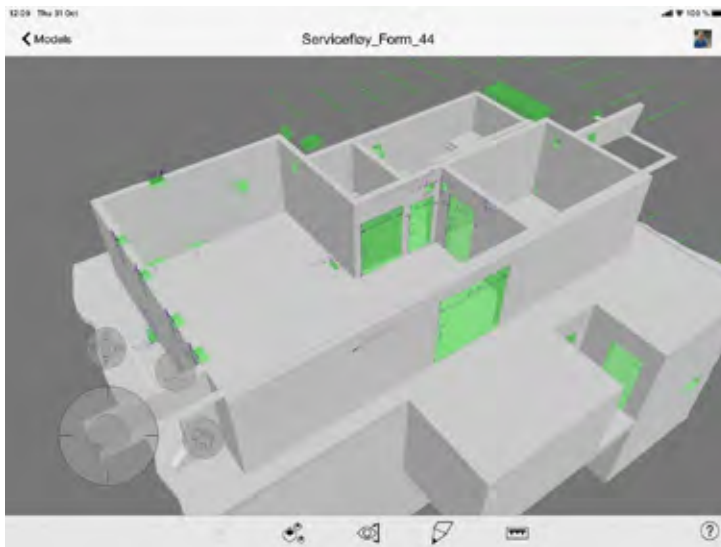


Figur 6: Kontroll av armering med modell på iPad før støp

Hvert enkelt objekt i Samordningsmodellen skal ha en referanse til en kontraktspost og mengde for avregning. For å få mengder ut av modellen brukes en plugin til Navisworks Simulate som heter iConstruct. Det settes opp regler for å finne informasjon og plukke ut denne og eksportere dette ut til excel-regneark som blir underlag til målebrev. I tillegg gjøres det tradisjonell mengdeberegning der hvor modellen ikke har elementer, for eksempel kontaktstøp og løpemeterposter og kontroll av gravemengder.



Figur 7: Utsnitt fra arbeidspakke med målsatte utsparinger slik den fremkommer i Navisworks på desktop og BIM-kiosk



Figur 8: Utsnitt fra arbeidspakke med målsetting på utspæringer slik den fremkommer på iPad i BIM 360 Glue

BIM på byggeplass med BIM-kiosker og nettbrett

Ute på byggeplassen har Skanska benyttet seg av 3 små containere med BIM-kiosker. Dette er standard pc og skjerm som er montert inn i et metall-chassis. Dette er vist i figur 9. På pc-en kjøres Navisworks Freedom innsynsprogramvare for visning av Samordningsmodellen og tilhørende arbeidspakker.



Figur 9: BIM-kiosk (grønn) inne i container

Det er viktig at BIM-kiosken er i nærheten av produksjonsstedet og at den flytter med etter hvert som produksjonen går fremover. Dette er vist i figur 9. BIM-kiosken har blitt et naturlig møtested for å finne informasjon og blitt et sosialt treffpunkt i løpet av dagen.



Figur 10: Fra byggin av sugerør i bunn av kraftstasjon. BIM-kiosk står i kontainer under bannere.

Som supplement til BIM-kiosker har Skanska også benyttet seg av et mindre antall nettbrett (iPad) med programvaren Autodesk BIM 360 Glue for å gi innsyn i de samme arbeidspakkene. Dette har fungert særdeles godt på kompliserte konstruksjoner med mye armering og for prefabrikering av for ekspempel utsparinger.

ERFARINGER MED TEGNINGSLØST PROSJEKT

Det var en del skepsis i starten til hvordan modellen skulle kunne erstatte tegningspermen, men vi mener at vi har funnet en måte å jobbe på hvor vi har løst dette sammen. Vi har erfart at det har krevd mye tilrettelegging i starten med informasjonssiling og opplæring for å navigere seg trygt rundt og bli komfortabel til å finne den samme informasjonen som stod på tegningen tidligere. Noen hovedmomenter er verdt å nevne:

- En modell for alt av underlag. Borte er alle tegninger som ikke er oppdaterte.
- Samordningsmodellen gir økt forståelse for det som skal bygges. Død informasjon på tegninger er borte og faren for feiltolkninger er mindre.
- Omforent og korrekt arbeidsunderlag. Gjennom deltagelse i IDC-kontrollen har entreprenøren hatt mulighet til å påvirke valg av løsninger og avdekke feil i arbeidsunderlaget. Det har vært få endringer og feil i underlaget når produksjonen begynner.

- Eierskap og engasjement rundt bruk av modellen, både i BIM-kiosken blant fagarbeidere og inne på kontoret.
- Papirtegningen er ikke veldig savnet, men det har krevd en del ekstra tilrettelegging av modellen gjennom informasjonssiling og arbeidspakker
- Varierende grad av modenhet i leverandørkjeden med bruk av BIM. Det er stor forskjell på leverandører og underentreprenører i hvor stor grad denne aktøren har kommet i å bruke modeller og klarer å nyttiggjøre seg denne eller kun forholder seg til tegninger og krever litt ekstra bistand og tilrettelegging.

KONKLUSJON

Nedre Otta kraftverk har vært en av de første modellbaserte prosjektene hvor Samordningsmodellen har vært det eneste arbeidsunderlaget. Dette har endret arbeidsmetodikken i hvordan en skaffer seg den samme informasjonen som tidligere var gitt på tegninger.

Modellbasert bygging krever at modellen tilgjengeliggjøres på byggeplassen. Skanska har gjort dette ved å ta i bruk flere BIM-kiosker i containere som er flyttet rundt på anlegget og fulgt produksjonen. Det har også vært benyttet flere nettbrett med de samme modellene på. I BIM-kiosken og på nettbrettene har det vært tilrettelagte arbeidspakker på konstruksjonene som skal bygges, hvor unødvendig informasjon har blitt fjernet og annen nødvendig informasjon lagt inn.

Innføring av modellbasert bygging i produksjon har utelukkende vært positivt, men vi opplever utfordringer i leverandørkjeden i hvor stor grad BIM-modellen benyttes og nyttiggjøres.

Forsagere i sprengning – bruk av eksplosivsøkshund

Vegar Falsten, Eksplosivhund.no as

Sammendrag

I et samarbeidsprosjekt mellom Statens vegvesen (SVV) og Forsvarets forskningsinstitutt (FFI) er det blitt utviklet en tjeneste der hunder detekterer eksplosivrester. Hundene benyttes som et HMS-tiltak for å redusere risikoen for anleggsarbeidere der det er fare for å støte på eksplosivrester fra tidligere entrepriser. Tiltaket har blitt en suksess, og etterspørselen øker i takt med kjennskap til tjenesten. Prosjektet demonstrerer hvor ekstremt god en hunds luktesans er. Deteksjon av denne typen eksplosivrester kan vanskelig oppnås ved bruk av andre metoder. En hund kan trenes til å finne de fleste typer stoffer, den er effektiv og fleksibel, og man får raskt svar på om de aktuelle stoffene er på stedet.

Søketjenesten er utviklet gjennom over 700 oppdragsdøgn på ulike anleggsarbeider i tunneler og langs veger, i skredområder, på kraftstasjoner, på nedlagte skytefelt og på forskjellige tomter der det potensielt kan ligge igjen eksplosivrester fra tidligere byggearbeider. FFI har benyttet hunder og hundeførere fra Forsvarets hundeskole (FHSK) i prosjektet. Etter opplæring og sertifisering i regi av Forsvarets program er hundene videreutviklet, og de er nå spesialtilpasset alle forskjellige søkstyper som kan benyttes på ulike typer anlegg. Denne søkskompetansen har ført til utvikling av en ny type søkshund kalt bakesøkshund, som Forsvaret har utarbeidet opplæring og sertifisering for. Etter prosjektets slutt er det ikke lenger mulig å benytte Forsvarets hunder, og sivile aktører må ta over. Prosjektet har bidratt til utvikling av en sivil tjeneste som kan levere tilsvarende søkskapasiteter. Bransjerådet for fjellsprengning har fått et grunnlag for et sivilt sertifiseringsløp for denne typen hunder og -førere.

I prosjektets FoU-del har det vært fokus på å karakterisere utvalgte dynamittprøver som er funnet under søkene for å undersøke luktbildet til dynamitter. Kjemisk analyse viser at de er veldig ulike i sammensetningen. Prøvene inneholder forskjellige konsentrasjoner av en eller flere av sprengstoffene ammoniumnitrat (AN), etyglykol dinitrat (EGDN), nitroglyserin (NG), trinitrotoluen (TNT) og ulike dinitrotoluenere (DNT-er) samt en varierende mengde ukjente bestanddeler. Følsomhetstesting viser at mange av prøvene fortsatt er følsomme, og det ser ut til at det er mengden av eksplosiver i prøvene som bestemmer følsomheten, og ikke hvilke typer. Flere stoffer i prøvene må identifiseres, og dampfasen over dynamittprøvene bør analyseres for å kunne si noe mer om luktbildet fra prøvene og hva det er hundene detekterer.

Dynamittrester og forsagere som ligger godt skjermet under asfalten uten tilgang på luft og vann, antas å være i god stand og kan utgjøre den største risikoen for anleggsarbeidere. For å detektere disse restene bør det utføres søk med sanering. Dette betyr at massene må fjernes lagvis med søk på hver ny overflate inntil man når fast berg. Forsagere vil oftest befinne seg i nedre delen av massene. Dynamittrester som sitter i åpne borehull vil lettere eksponeres mot luft og vann, noe som kan føre til degradering. Fuktige grunnforhold, mye overflatevann og kalde værforhold kan påvirke luktbildet og gjøre deteksjonen vanskeligere.

Etter prosjektets avslutning er søketjenesten videreført i det nyetablerte sivile firmaet Eksplosivhund.no AS. Aktiviteten i selskapet siden etablering vil bli presentert.

Summary

The Norwegian Public Roads Administration (NPRA) and the Norwegian Defence Research Establishment (FFI) have cooperated in a pilot project, developing an application where dogs detect explosive remnants. The dogs are used as a health and safety measure to reduce the risk for construction workers to encounter dynamite remnants from earlier enterprises. The measure has become a success, and the need for the application is increasing. The project demonstrates how extremely well dogs can detect scents. Dynamite remnants can

hardly be detected by other methods. A dog can be trained to detect all kinds of substances, it is effective and flexible, and it will soon confirm whether the actual substance is present at the location.

The search application has been developed through more than 700 days of searching in tunnels and along roads, in avalanche areas, at closed down shooting ranges and at different sites where explosive remnants are likely to be present from earlier use of explosives. Dogs and dog handlers from the Military dog training school have participated in the project. After the military training and certification, the dogs have been further developed during the project. They are now especially fit for all kinds of search categories to be used at most construction works. The dogs will not be available after the end of the project, and there is a need for civilian companies to take over. The project has contributed to the development of a civilian application that can deliver comparable search capacities. The council "Bransjerådet for fjellsprenngning" has been provided with a basis to set up requirements for a civilian certification of these kinds of dogs and dog handlers.

Dynamite samples found during search operations have been characterized in order to investigate what the dogs smell when they detect the dynamite remnants. Chemical analysis shows that the composition of the samples varies a lot. The samples contain various concentrations of one or several of the explosives ammonium nitrate (AN), ethylene glycol dinitrate (EGDN), nitroglycerine (NG), trinitro toluene (TNT) or dinitro toluenes (DNTs) in addition to unidentified components. Sensitivity measurements show that many of the remnants still are quite sensitive. This is probably governed by the amount of explosives in the samples and not necessarily which type of explosives. Identification of other components in the samples and analysis of the vapor phase above the remnants may give more information about what the dogs smell when they detect the remnants.

Dynamite remnants and duds that are well hidden under the road cover without being exposed to air and water may still be in good shape and thus pose a risk. In order to detect these remnants it is necessary to remove the road cover and the masses layer by layer with dogs searching every new surface as it is revealed. The remnants will most often be located in the lower part of the masses. Remnants located in open drill holes will more easily be exposed to air and water, which can degrade the dynamite composition. Humid conditions, water on surfaces and cold weather may influence the odors and the detection of the remnants.

After the project ended the K-9 search capacities have been transferred to a new established civilian company called Eksplosivhund.no AS. The activities performed so far by this company will be presented.

Utviklingsprosjektet

I anleggsbransjen er det store mørketall angående gjenstående sprengstoffer noe som medfører risiko for ulykker på steder der det kan være eksplosivrester. I den anledning ønsket man å se på mulighetene for å bruke hund for å søke opp restene. Forsvaret hadde tidligere gode resultater på blant annet klarering av skytefelt i Norge med bruk av hund, samtidig som vi i 2012 og 2013 hadde et pilotprosjekt for Statnett med klarering av Støleheia transformatorstasjon i Kristiansand. I et samarbeid mellom Statens vegvesen (SVV), Forsvarets forskningsinstitutt (FFI) og Forsvaret fra 2016 utviklet vi hundene og hundeførerne videre med kompetanse på flere typer søk, dynamitter og en større kompetanse på anleggsdrift. Vi utarbeidet og utviklet en tilpasset utdanning for hundeførere og en sertifisering for både hund og hundeførere slik at ekvipasjene kunne gå inn i prosjekter som rådgivere og hundeførere.

Stoffkunnskapen på hundene ble utviklet sammen med kjemikere på FFI, og hundene fikk spesialtilpasset treningsfelt på aktuelle luktbilder både nasjonalt og internasjonalt. Det ble veldig raskt resultater i form av funn av både sprengstoffrester og forsagere i anleggene, og det ble derfor laget egne prosedyrer for bruk av hund. Hundene ble brukt på alle typer anlegg, men mest i tunneler som skulle rehabiliteres. Hundene ble benyttet som et verktøy for å kartlegge tunneler før entreprenør skulle inn og utføre arbeid. Med resultatene etter søket kunne entreprenør vise større forsiktighet i områdene hundene hadde markert. Entreprenører fikk ofte tilbud fra SVV om å benytte hunder og hundeførere også i resten av arbeidet. Dette medførte at hundene avverget mange nestenulykker og fant ytterligere flere punkter med sprengstoff. Søk med hund ble fort et veldig godt HMS-tiltak for byggherrer og entreprenører.

I løpet av prosjektet ble det tatt flere prøver av dynamittrester som hundene detekterte. Kjemisk analyse viste et varierende innhold av ulike sprengstoffer i prøvene. Dette gjenspeilet bruk av forskjellige typer dynamitter opp gjennom tidene og at restene hadde endret karakter etter hvor de hadde ligget siden bruk. Måling av følsomhet overfor slag og friksjon viser at dynamitrestene fortsatt kan være veldig følsomme og at det må utvises varsomhet der slike rester kan forefinnes. Resultater fra prosjektet er beskrevet i flere rapporter (se kilder 1-4).

Det ble lagt stor vekt på at hundene ikke skulle stoppe eller forsinke annet arbeid på anlegget. I prosjektet benyttet vi samme utvelgelse av hunder som Forsvaret. Hundene ute i anleggsbransjen skulle inneha samme kvaliteter som hunder som ble benyttet i internasjonale operasjoner som Afghanistan og andre misjoner. Hundeførerne hadde også samme utdanning som hvilken som helst hundefører i Forsvaret.

Alle hundene er trent på en egen mal, de starter sin utdanning allerede da de er 8 uker gamle. Gjennom valpeperioden er det gjennomført ulike tester, og hunder som ikke har nådd opp har blitt tatt ut av videre utdanning. Dette gjør at hundene veldig tidlig blir «spisset» inn mot det arbeidet de skal gjøre. I utdanningsløpet er det gjennomført funksjonsanalyse og anleggsprøver før siste del av treningen har påbegynt.

Hundeførerne som ble benyttet i prosjektet er plukket ut gjennom Forsvarets rekrutteringssystem for hundetjenesten. De har gjennomført førstegangstjeneste og 5 ukers kurs som hundefører på patruljehund. Aktuelle hundeførere har tjenestegjort i ulike misjoner og oppdrag med søkshunder før de ble satt inn på eget søkskurs for anleggsbransjen i 10 uker. De siste ukene på kurs ble gjennomført med praktiske søk i anleggsbransjen.

Prosjektet gjennomførte 700 oppdragsdøgn ute på forskjellige anlegg i perioden 2016-2018. Det ble i løpet av en periode på 2,5 år funnet og markert på 550 steder. Funnene ble gjort på forskjellige dybder og på forskjellige anlegg. Funnene som ble detektert var fra 30 gram til over 50 kilo. Funn kunne være både med og uten tennere.

I prosjektet ble det laget en veileder og standard for denne type tjenester. Denne ble utviklet av FFI og Statens vegvesen basert på erfaringer gjennom 700 oppdragsdøgn og prosjektets leveranser i 3 år.

Veilederen inneholder konkrete og gode anbefalinger på søk med hund i forskjellige typer oppdrag. I tillegg beskriver den krav som stilles til å utføre arbeid med hund i anleggsbransjen.

Resultatene og konklusjonene etter arbeidet i prosjektet viste at det kreves en bred utdanning av både hunder og hundeførere. Konklusjon i sluttrapporten for prosjektet var at det sivile markedet pr dags dato ikke har kapasitet eller kompetanse til å tilby en sånn tjeneste. Ved utgangen av prosjektet ble det gjennomført møteaktivitet med enkelte byggherrer, DSB og bransjerådet der det ble anbefalt at dersom denne tjenesten skulle åpnes opp i et sivil marked, så måtte følgende punkter angående kvalitetskontroll komme på plass:

- Kurs for hundeførere med kompetanse inn mot anlegg og problematikken opp mot udetonert sprengstoff.
- Stoffkunnskap på hundene som dekker sprengstoffkunnskap fra perioden 1950-2019.
- Sertifisering av hunder og ekvipasjer 1-2 ganger pr år.
- Operatører bør kunne dokumentere bred kompetanse i faget.



Rapporter som er gitt ut i utviklingsprosjektet.

Ny start

Mot slutten av prosjektperioden besluttet Forsvaret av ulike årsaker å trekke seg ut av prosjektet. Forsvaret ønsket blant annet ikke å være en kommersiell aktør i det sivile markedet og mente at sivile aktører burde overta. På det tidspunktet var det ingen konkrete sivile selskaper som kunne tilby tilsvarende tjenester som det prosjektet leverte. Som grunnlegger av prosjektet besluttet jeg å si opp min stilling i Forsvaret for å etablere selskapet Eksplosivhund.no AS for å kunne videreføre det gode arbeidet i bransjen og tilby den samme tjenesten som Forsvaret og FFI hadde levert. Selskapet ble startet opp i januar 2019. Siden Forsvaret skulle slutte med tjenesten søkte jeg om å få kjøpe ut de operative hundene i prosjektet. Etter en anbudsrunde ble avtalen om utkjøp av 4 sertifiserte hunder godkjent av Forsvaret materielltjeneste (FMA).

Leveranser

Eksplosivhund.no AS har fra februar 2019 levert hundetjeneste til anleggsbransjen med 4–7 operative hunder. Vi har i dag rekruttert hundeførere som tidligere arbeidet i prosjektet med SVV og FFI, og hundeførere med bakgrunn fra Forsvaret med bred kompetanse fra internasjonale operasjoner som blant annet Afghanistan med søkshund. Alle hundeførere har 10 ukers søkskurs med spesialkompetanse inn mot anleggsbransjen. Hundeførerne i eksplosivhund.no AS har etterhvert opparbeidet seg mye kompetanse fra prosjektet i FFI, og gjennom 270 oppdragsdøgn.

Vi har i dag 12 hunder i selskapet og vår spydspiss er hundene Volvat, Uansett, Annie og Krista som kommer fra Forsvaret. Disse hundene er fordelt ute på oppdrag og blant våre hundeførere. Rekrutter eller lærlinger som de nye hundene kalles, er alltid med ut på oppdrag og blir eksponert på alle funn som de erfarne hundene finner. På en 6 måneders periode vil rekruttene ha en god nok stoffkunnskap for å delta i oppdrag som operativ hund.

Vi utfører vår tjeneste i henhold til veileder og standard utviklet i prosjektet.



Bilder fra oppdrag på biogassområde i Bergen.

Oppdrag 2019 i Eksplosivhund.no AS

Så langt i 2019 har selskapet levert 270 oppdragsdøgn over hele Norge. Vi har både lange og korte kontrakter. Vi har bidratt med vår kompetanse på prosjekter som:

- Statnett: Sylling transformatorstasjon. Kartlegging av områder og sanering. Med og uten fjernstyrt gravemaskin
- Statnett: Rød transformatorstasjon. Kartlegging av ca. 25 000 m²
- Statnett: Marka transformatorstasjon. Kartlegging av områder og sanering.
- Statens vegvesen: Forskjellige veistrekninger og tunneler.
- Backe Romerike og Veflen: Algarheim skole, Jessheim. Søk med hund etter funn av udetonert sprengstoff.
- Urbanium: Gjerdrum, Ask sentrum. Søk med hund etter ulykke.
- Bybanen og NCC: Bergen. Søk med hund og kartlegging.
- Nye veier og Veidekke: Hedmark E6. Søk med hund og kartlegging av skjæring.
- Nye veier og Peab: Moelven-krysset E6. Kartlegging av områder.

Dette er bare et utdrag av oppdragsmengden vi har hatt siden oppstart.



Bilde 1: Fra oppdrag i Bergen



Bilde 2: Fra Sylling transformatorstasjon der hundene arbeidet sammen med fjernstyrte maskiner,

Rådgivende tjenester

Vi har sett et større behov for rådgivende tjenester. Veldig ofte går vi inn i prosjektene og lager anbefalinger, prosedyrer og veiledning til både byggherrer og entreprenører. I forkant av oppdrag gir vi ut vår veileder og gjennom den kan oppdragsgivere lese seg frem til hvordan de kan bruke hund på deres prosjekt. Etter hvert søk lager vi en rapport som følger prosjektet fremover. Vi støtter også byggherrer og entreprenører med å lage prosedyrer på gravearbeid tilpasset bruk av hund.

Krav til søkstjenesten

Eksplisivhund.no AS er i dag en av aktørene som deltar i arbeidet med å sette en standard for denne tjenesten i anleggsbransjen. Vi er klare på anbefalingen om at det må benyttes resultater fra prosjektet gitt i publikasjoner og veiledere. Innholdet i veilederen vil fint kunne fungere som en «standard» for bransjen. Dokumentasjonen er publisert gjennom årlige FFI rapporter. FFIs Sluttrapport 2018 fra prosjektet beskriver godt hva som kreves for å utføre denne type tjenester. Bransjerådet må legge til grunn anbefalinger fra prosjektet når det skal settes sivile krav til denne bransjen.

Kravet til hundeevipasjene må være der i form av at det søkes etter sprengstoff. Områder hvor hunder har klarert må være sikret for udetonert sprengstoff. Det må være anbefalinger om hvordan byggherre og entreprenører utfører sitt arbeid videre for å unngå ulykker og nestenulykker.

Hvis ulykker skjer på områder hvor usertifiserte hundene har klarert, vil tilliten til søkshunder generelt svekkes. Dette vil også være skadelig for offentlige hundetjenester som politiet, toll og forsvar har.

Eksplisivhund.no AS sine krav til selskapets ekvipasjer

I påvente av krav som skal settes i bransjen så følger vi Forsvaret og tidligere sertifiseringskrav i prosjektet på våre ekvipasjer. Vi har erfart at denne typen oppdrag krever kvalitet og kompetanse på samme nivå som hvilken som helst profesjonell offentlig aktør. Opplæring og krav vi følger er:

- Lydighetsprogram basert på Forsvarets program
- Stoffkunnskapssprøve med 5-12 forskjellige stoffer
- Kartlegging av 4 bokser 10 meter x 10 meter
- Arbeid med forstyrrelser (sanering/pigging/boring)
- Kartlegging av et område (søketid 45 min pr ekvipasje)
- Kartlegging av tunnel – vei
- Dybdedeteksjon
- Søkskategorier: Kortline – HASD – Lang-line – Fritt-søk
- Operative og taktiske valg
- Tilbakemelding og anbefalinger til entreprenør og byggherre.

Eksplisivhund.no AS sine krav til selskapets hundeførere

På lik linje som det kreves kvalitet på hundene må også hundeførere inneha høy kompetanse. Vi erfarer at hundeførerne ofte må komme med anbefalinger, og de blir ofte sett på som fagpersoner på anlegget eller prosjektene ekvipasjene deltar på. Hundefører må ofte stoppe arbeid og bidra til at byggherre og entreprenører arbeider etter riktige prosedyrer i henhold til eksplisivforskriften.

Vi mener derfor at sivile hundeførere må inneha kompetanse tilsvarende det hundeførere i Politiet og Forsvaret har. Dette innebærer blant annet:

- Alle har bakgrunn og kompetanse fra operative søk i Forsvaret
- Hundeførere har minst 3 års erfaring fra søksoppdrag i Forsvaret
- Alternativt ha militær bakgrunn fra internasjonale operasjoner
- Medic og førstehjelpsutdanning nivå 2
- Grunnleggende utdanning som hundefører i Forsvaret
- Grunnleggende søkskurs
- Videregående søkskurs med spisskompetanse inn mot anlegg
- Dokumenterte skarpe oppdrag nasjonalt eller internasjonalt

- Sprengstoffutdanning sivil eller militært.
- Gjennomført eksplosivhund.no kursprogram 10 uker
- 3 måneder praksis som 2-ér hundefører på oppdrag
- Sikkerhetskort Statnett
- Minst 5 års erfaring med tjenestehund
- Gjennomført sertifisering i henhold til Forsvarets godkjenningprogram



Bilder fra tunnelsøk høsten 2019.

Konklusjon

Det er i dag og fremover et stort behov for å benytte hund i søk etter udetonert sprengstoff. Det er i dag svært få utførende aktører som tilfredsstiller de krav som kommer frem etter utviklingsprosjektet med Statens vegvesen, FFI og Forsvaret. Vi ser ingen arena i bransjen der hund ikke kan brukes som et tiltak for søk etter udetonert sprengstoff. Vi mener også hundesøk kan brukes på nye anlegg for å dokumentere at anlegget er fritt for forsagere og eksplosiver. Dette vil hjelpe bransjen i fremtiden med å nå en null-visjon på skader og ulykker. Nye anlegg bør være avlevert fritt for sprengstoff.

Når det gjelder krav til å utføre skarpe oppdrag ute på anlegg så er det ingen grunn til at anleggsbransjen skal ha et mindre krav til kompetanse enn Forsvaret, toll og Politiet. Det er veldig viktig at byggherrer og entreprenører vet hva de bestiller og hvilken kompetanse ekvipasjen innehar.

Kilder

1. Karsrud, T.E., Falsten, V.: Utvikling og bruk av hund for søk etter eksplosiver, årsrapport for 2016, FFI-rapport 17/16509.
2. Karsrud, T.E., Falsten, V., Opstad, A.M., Røen, B.T.: Karakterisering av eksplosiver detektert av hunder – årsrapport for 2017, FFI-rapport 18/01312.
3. Karsrud, T.E., Falsten, V., Flesjø, K., Opstad, A. M., Røen, B.; Utvikling og bruk av hund for søk etter eksplosiver – årsrapport for 2017, FFI-rapport 18/01315.
4. Karsrud, T.E., Falsten.: Eksplosivsøk med hund i 2018, FFI-rapport 19/01297.

5. Stanag 4487 "Explosives, Friction Sensitivity tests".
6. Stanag 4489 "Explosives, Impact Sensitivity tests".
7. UN Transportreglement for farlig gods.
8. Ewing, G.E., Waltman, M.J., Atkinson, D.A., Grate, J.W. and Hotchkiss, P.J.: The vapor pressures of explosives, Trends in Analytical Chemistry, Vol. 42, 35-48, 2013.
9. Oxley, J.C and Waggoner, L.P.: Detection of Explosives by Dogs, Kapittel 3 i Aspects of explosives Detection, Edited by Marshall, M. and Oxley, J.C., Elsevier, 2009.
10. Kranz, W., Kitts, K., Strange, N., Cummins, J., Lotspeich, E. and Goodpaster, J.: On the smell of Composition C-4, Forensic Science International 236, 157-163, 2013.
11. Rammeplan felles fagutdanning hundetjenesten, FKL, 2016.
12. UD 2-1 "Sikkerhetsbestemmelser for hæren", Kapittel 7.1, Bruk av militær tjenestehund.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2019

MÅLERESULTATER ETTER FULLSKALA SPRENGNINGSFORSØK – HVOR KRAFTIGE VIBRASJONER TÅLER EN BYGNING FØR DET OPPSTÅR SKADER

Karin Norén-Cosgriff, Norges Geotekniske Institutt, NGI
Nils Ramstad, Multiconsult Norge AS

SAMMENDRAG

Grenseverdier for sprengningsvibrasjoner fastsettes på grunnlag av *NS 8141 Vibrasjoner og støt*. Bergsprengning kan gi så kraftige vibrasjoner at det forårsaker skader på tilstøtende byggverk. Det er imidlertid sjelden at vibrasjoner fra bergsprengning forårsaker bygningsskader. Årsaken til dette kan være at dagens grenseverdier er unødvendig strenge. På bakgrunn av dette ble det i november 2018 gjennomført fullskala sprengningsforsøk i Norge med omfattende instrumentering. Dette forsøket indikerer at det for byggverk fundamentert på berggrunn er en stor sikkerhetsmargin i de norske grenseverdiene for sprengningsvibrasjoner.

SUMMARY

Guideline limit values for construction vibrations are set in *Norwegian Standard 8141*. Blasting in rock can produce vibrations of enough strength to cause damage to neighboring buildings and structures. However, building damages caused by vibrations from blasting are seldom observed. This may indicate that today's limit values are unnecessary strict. Therefore, an instrumented blast study was performed in Norway in November 2018. The results of this study indicate that the Norwegian limit values for blast induced building vibration include a large safety margin for buildings founded on rock.

INNLEDNING

Bergsprengning utgjør en betydelig andel av dagens anleggsdrift. Sprengning kan forårsake kraftige vibrasjoner i grunnen samt lufttrykkstøt. For å unngå at dette medfører skader på byggverk blir tillatte nivåer regulert av *Norsk Standard 8141 Vibrasjoner og støt*. Erfaring viser imidlertid at det sjelden oppstår skader som kan knyttes til vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprenging, selv ved til dels store overskridelser av grenseverdiene.

På bakgrunn av dette ble det i november 2018 gjennomført fullskala sprengningsforsøk med omfattende instrumentering. Forsøket fant sted i Spjulsåsen steinbrudd i Våler kommune i Hedmark i samarbeide med lærere og elever ved anleggsmaskinførerlinja ved Våler videregående skole. Forsøket ble finansiert av Vegdirektoratet, Bane NOR, Maskinentreprenørenes Forbund, Forsvarsbygg og Entreprenørforeningen Bygg og Anlegg. Austin Norge bidro med sprengningskompetanse, sprengstoff og tennere. Målingene ble utført av NGI og Multiconsult.

BESKRIVELSE AV TESTOMRÅDET OG BYGNINGENE

To testbygninger ble satt opp på plassen, ref. figur 1a. Bygningene ble fundamentert på en ca. 500 mm tykk, komprimert pukkpote over rensket berg. Begge bygningene var 2 m brede, 5 m lange og 2,4 m høye. Begge bygningene hadde en døråpning og et vindu på den ene langveggen. Bygningene ble speilvendt slik at døråpningene og vinduene vendte mot hverandre. Bygningene var uten gulv. Den ene bygningen hadde 200 mm tykke vegger i uarmert, plasstøpt betong på en 400 mm bred armert såle. Det ble benyttet betongkvalitet C30/37. Det gikk ca. 30 dager fra betongen var ferdig støpt til sprengningsarbeidene ble gjennomført. Den andre bygningen ble oppført av 250 mm tykke Lecablokker på et fundament av Leca såleblokker. Lecabygget ble pusset slik at det skulle være lettere å oppdage eventuell oppsprekking, ref. figur 1b. For å få en belastning på bygningene som tilsvarer marktrykket fra en enebolig, ble det lagt på toppsville, platekledd bjelkelag og en ramme rundt som ble fylt med ca. 4,5 tonn pukk.

Siden påstand om flisskader er en gjenganger ved sprengningsarbeider, ble den ene kortveggen i Lecahuset flisbelagt og fuget, ref. figur 1c. Mange nye bolighus bygges med plate på mark og ringmursblokker hvor det kun er et tynt skall utenpå isolasjonen, noe som gjør det umulig å montere måleutstyret etter standardens beskrivelse. I mange tilfeller benyttes kledningen som et alternativt sted for montering av måleutstyr. Det er imidlertid usikkert hvordan en slik montering påvirker måleresultatene. Det ble derfor på betonghuset satt opp en utlektet tømmermannskledning på et hjørne for sammenlignende måling, ref. figur 1d.



a



b



c



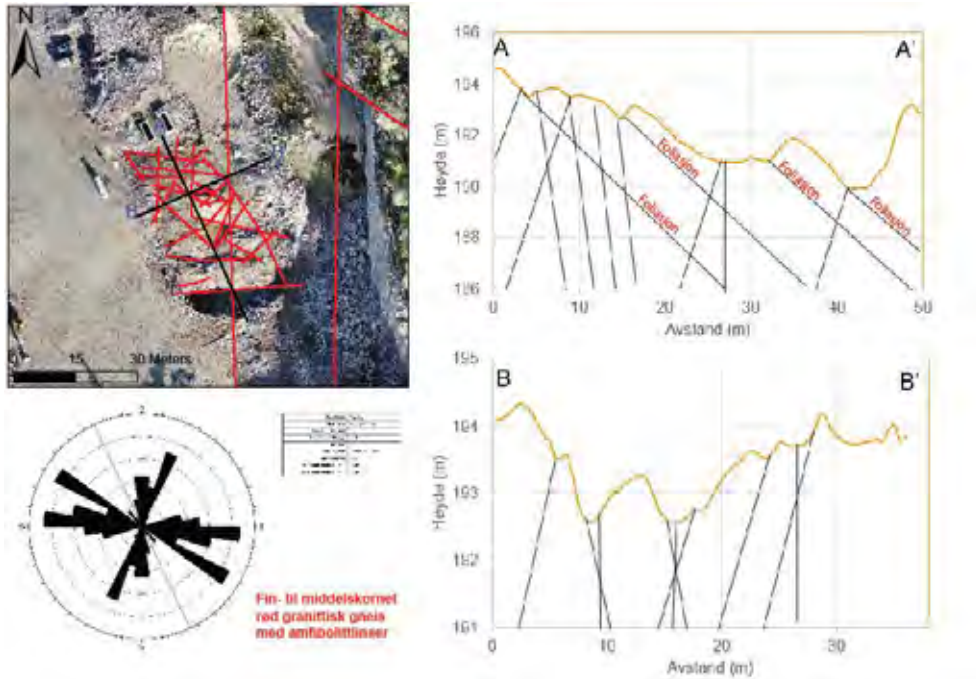
d

Figur 1. a) Testområde til venstre og bygningene til høyre (betongbygget står fortsatt med forskaling). b) Lecabygget med pussede vegger. c) Lecabygget med fliser på innsiden av veggen som vender mot sprengningsområdet. d) Betongbygget med kledning på kortsiden mot sprengningsområdet.

GEOLOGISK KARTLEGGING

Før oppstart av sprengningsarbeidene foretok Vegdirektoratet en omfattende kartlegging og dokumentasjon av området. Kartleggingen viste at berget består av fin til medium kornet rød granittisk gneis med linser av amfibolitt. Den dominerende retningen på lagdelinga er fra sprengningsområdet mot bygningene. Den geologiske kartlegginga er vist på figur 2 og 3.

Plasseringen av bygningene, alle sensorer samt alle borhull ble nøyaktig koordinatbestemt. Det ble i tillegg tatt kjerneprøver fra inntakt berg etter forsøkene som ble testet i laboratorium av SINTEF Byggeforsk. I retning parallelt med lagdelinga ble hastigheten for kompresjonsbølger bestemt til 4260 m/s og for skjærbølger til 2644 m/s. Gjennomsnittlig egenvekt på berget var 2646 kg/m³.



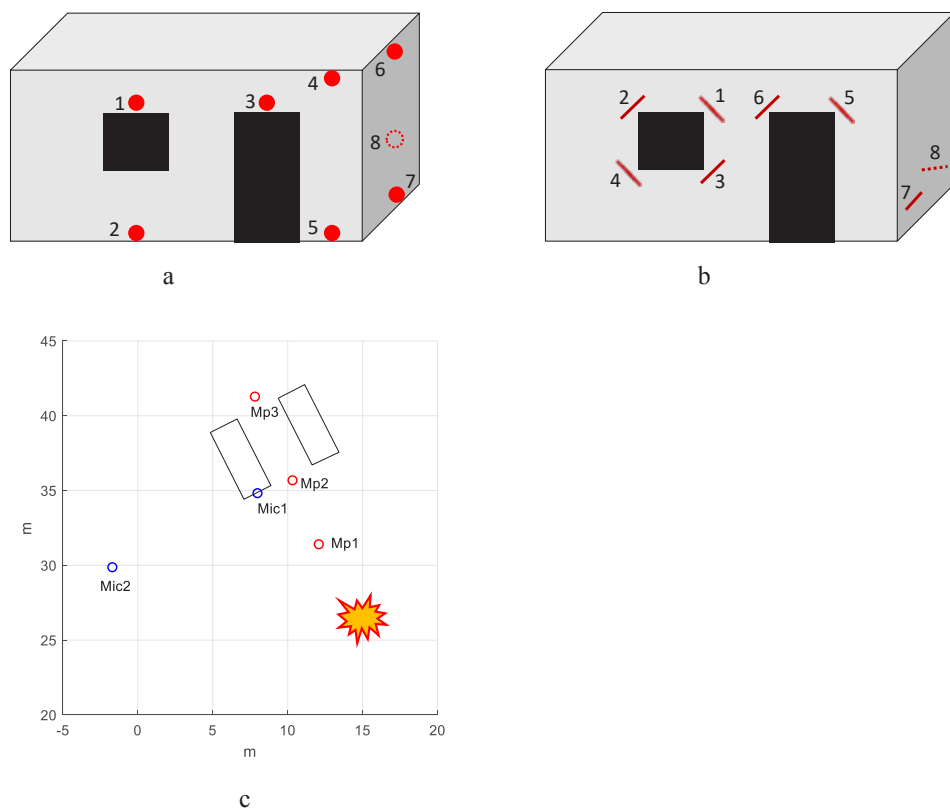
Figur 2. Geologisk kartlegging av testområdet. (Kilde. Statens vegvesen, Vegdirektoratet)



Figur 3. Eksisterende skjæring i steinbruddet. Sprengingsområdet er i front på bildet. Bygningene ligger utenfor bildet til venstre.

INSTRUMENTERING

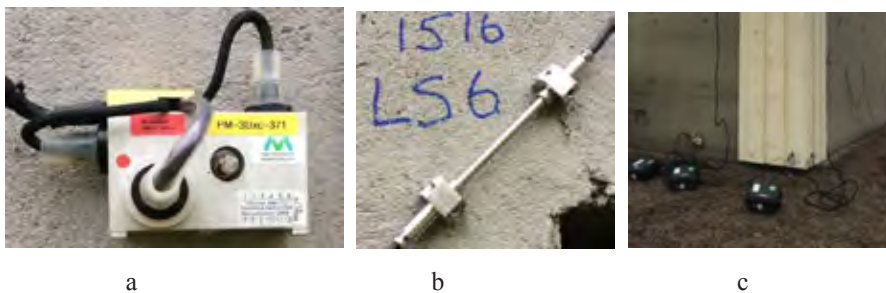
Svingehastighet og dynamisk tøyning ble målt på begge bygningene. Begge bygningene ble instrumentert med 8 treaksielle geofoner og 8 tøyningmålere. I tillegg ble det montert tre vertikalgeofoner på fast berg, en mellom bygningene og sprengningsområdet, en mellom bygningene i front og en mellom bygningene i bakkant. Det ble også montert to mikrofoner for å måle lufttrykkstøt fra salvene. En lufttrykkmåler ble montert på veggen på Lecabygget og en lufttrykkmåler ble montert ut til siden for bygningene. Ref. Figur 4, 5 og 6.



Figur 4. Instrumentering av testbygningene. a) posisjonene til de treaksielle geofonene på betongbygningen. b) posisjonen til tøyningmålerne på betongbygningen. De prikkede linjene indikerer plassering av sensorer på baksiden av bygningene. Sensorplasseringene er identiske på Lecabygningen og betongbygningen. c) oversikt som viser plassering av mikrofoner og målepunkt direkte på berget. Den gule stjerna på c) markerer sprengningsområdet.



Figur 5. Instrumentering av Lecabygget



Figur 6. a) Treaksiell geofon. b) Tøyningsmåler over vindusåpning. c) Treaksiell geofon på trekledning og på betongveggen.

Til måling av vibrasjoner og lufttrykksstøt ble det benyttet vibrasjonsmålere av typen AVA Trace M80. Målerne ble koblet sammen slik at alle registreringene på hvert bygg ble synkronisert. En geofon på berget foran bygningene ble benyttet til å trigge målesystemet. Målerne ble satt opp med en samplingsfrekvens på 6000 Hz som ble nedsamlet til 3000 Hz i de innsamlede kurveforløpene.

Tøyningsmålingene ble utført med et fiberoptisk målesystem fra Micron Optics. Tøyningene ble målt med 110 mm lange tøyningsmålere som ble montert med en vinkel på 45° over og under dør- og vindusåpninger, ref. figur 6b. I tillegg ble to tøyningsmålere montert over skjøten mellom langvegg og kortvegg, ref. figur 5. Samplingsfrekvensen på tøyningsmålerne var 1000 Hz. Tøyningsmålerne ble koblet til en fiberoptisk kabel som muliggjorde full synkronisering av alle tøyningsmålerne.

GJENNOMFØRING AV PRØVESPRENGINGENE

Det ble sprengt totalt 143 hull fordelt på fem salver. Hulldiameteren var 76 mm. Største hulldybde i hver salve varierte fra 4,5 til 6 m. Bormønsteret var 2,0 x 2,5 m og det ble benyttet en fordemning på 1,5 m. Det ble sprengt fra 2 til 53 hull per salve. Alle salver ble sprengt med etthulls opptenning med unntak for salve fem som ble skutt med to og to hull på samme intervall. Det ble kun benyttet elektroniske tennere. Forsinkelsen mellom nabohull var 10 ms og forsinkelsen mellom radene varierte fra 10 til 60 ms. Totalt ble det avfyrt mellom 3,0 kg og 404 kg sprengstoff i en salve og lademengde pr. intervall varierte fra 3,0 til 37,8 kg.

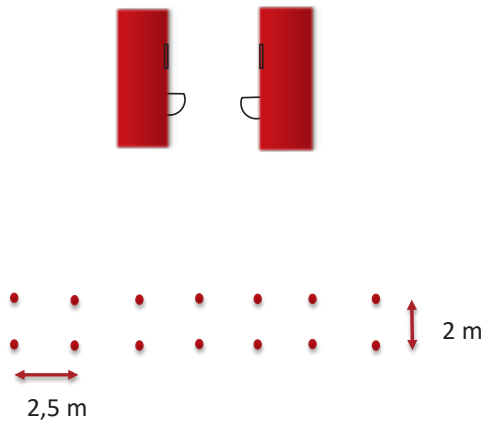
Salvene ble plassert slik at det skulle bli mest mulig lik vibrasjonsbelastning på begge bygningene. Den første salven hadde en minste avstand på 29 m til bygningene og den siste salven hadde en minste avstand på 7 m til bygningene. Alle salvene ble ladet med patronert sprengstoff for å ha full kontroll med lademengden i hvert hull. Tabell 1 samt figur 7 og 8 beskriver salvene.

Tabell 1. Beskrivelse av salvene

Salve	Minste avstand (m)		Antall hull	Total ladning (kg)	Max ladning pr. intervall (kg)
	Leca	Betong			
1	28.9	30	46	222	8.4
2	26.5	23.5	2	6.5	3.5
3	17.5	18.5	53	404	14
4	12.3	13.2	24	287	16.4
5	7.4	7.2	20	266	37.8



Figur 7. a) Lokalisering og nummerering av salvene. b) Spesifikasjon av sprengstoff og elektroniske tennere.



Figur 8. prinsippskisse salveplassering

Bygningene ble inspisert grundig etter hver salve for å registrere eventuelle skader inkludert bom i puss.

MÅLERESULTATER

Tabell 2 viser høyeste registrerte måleverdier for lufttrykkstøt og svingehastighet i hver salve. Salve 5 ga så høye svingehastigheter at det gikk over geofonenes måleområde. De målte vibrasjonene og tøyningene var hele tiden høyere på Lecabygget enn på betongbygget. De største tøyningene kom i hjørnene over døråpningene. Den siste salven ga store tøyninger både på Lecabygget og betongbygget. Det ble imidlertid ikke registrert skader på noen av husene med unntak av et mulig kort riss i hjørnet over døra på betong bygget. Tøyningsmåleren viste der en gjenstående sprekk på 0,05 mm.

Tabell 2. Målt svingehastighet og lufttrykkstøt

Salve	Lufttrykkstøt (Pa)		Svingehastighet (mm/s)	
	Pos 1, på vegg	Pos 2, fritt felt	Leca	Betong
1	234	119	32	22
2	0.8	0.8	42	30
3	339	233	89	53
4	425	349	133	101
5	750	682	>260	>260

Sammenligning av måleverdier nede og oppe på bygningene

Målingene viste at det på Leca bygningen var høyere svingehastigheter i vertikal retning øverst på veggene sammenlignet med nede ved bakken. På betonghuset var det minimale forskjeller. Dette har sammenheng med at Leca har vesentlig lavere stivhet enn betong og derfor tøyer seg mer ved en gitt vibrasjonsbelastning, ref. tabell 3 og figur 9.

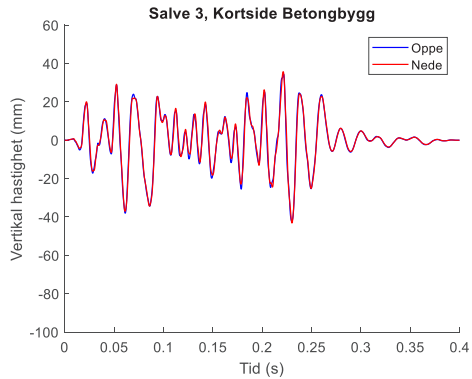
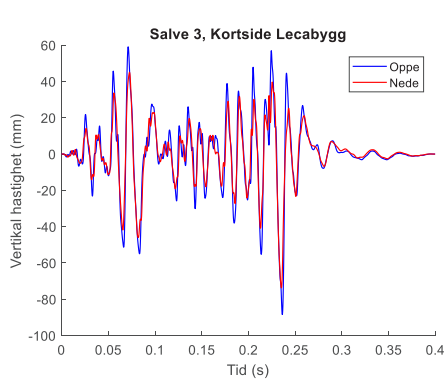
Tabell 3. sammenligning av måleresultater nede og oppe på bygningene

	Leca nede	Leca oppe	Betong nede	Betong oppe
Salve 1	20,0	27,4	14,0	13,9
Salve 2	42,5	52,4	29,1	29,5
Salve 3	73,1	86,9	42,8	42,1
Salve 4	117,8	129,3	80,0	79,2
Salve 5	262,1	262,1	>262	>262



Lecabygg

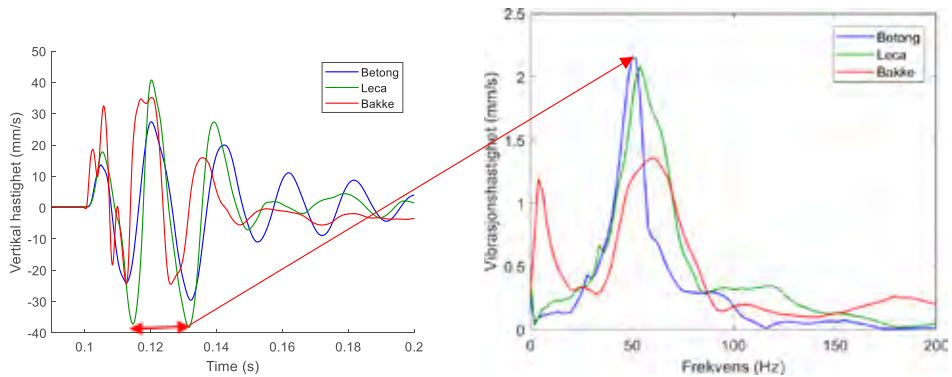
Betongbygg



Figur 9. Grafisk fremstilling av forskjell i svingehastighet nede og oppe på bygningene

Sprengning av fullt innspent ladning, dominerende frekvens

Salve 2 besto av to fullt innspente enkelthull med 3 sekunder mellom. Hensikten var å bestemme dominerende frekvens fra et målesignal som ikke var forstyrret av vibrasjoner fra nærliggende hull. Dominerende frekvens ble bestemt til ca. 50-60 Hz. ref. fig. 10. Det er lavere enn hva som tidligere er antatt for fast berg i de aktuelle avstandene.



Figur 10. Innspent borehull. Frekvens ca. 50 Hz.

Forsterkningsfaktor mellom vibrasjoner på berggrunn, lavt på bygningen og høyt på bygningen

Som nevnt, var det systematiske forskjeller i målt svingehastighet mellom berg, betongbygning og Lecabygning. Disse forskjellene er vist for hver salve i tabell 4.

Tabell 4. Forsterkningsfaktor fra bakken (fast berg Mp 3, vertikalt) til bygningsdel med høyeste svingehastighet.

Salve	Forsterkningsfaktor	
	Leca	Betong
1	2.1	1.4
2	1.6	1.1
3	1.3	0.8
4	1.8	1.3
5		

Sammenligning av måling på betong og kledning

Det ble montert to geofoner på kledningen. Den ene geofonen ble festet med kort skrue i kledningen mens den andre ble festet med lang skrue i spikerslaget for kledningen. Som det fremgår av tabell, var det minimal variasjon i måleverdiene på kledningen. Måling av svingehastighet på kledning viste systematisk høyere svingehastigheten enn målepunktet på betong. Forsterkningen varierte imidlertid fra salve til salve. Måling på kledning er derfor ikke godt egnet til å vurdere vibrasjonsnivået på bygningen i forhold grenseverdiene i NS 8141.

Tabell 5. Sammenligning mellom måling på betongvegg og kledning.

Salve	Betong nede	Kledning kortvegg	Forsterkningsfaktor	Kledning langvegg	Forsterkningsfaktor
1	14,0	25,3	1,8	25,1	1,8
2	29,1	41,8	1,4	43,1	1,5
3	42,8	61,2	1,4	59,1	1,4
4	80,0	145,9	1,8	151,2	1,9
5	>262	>262	-	>262	-



KONKLUSJON FRA FULLSKALAFORSØKENE

- Bygningene ble utsatt for vibrasjonsverdier langt over grenseverdiene uten at det oppsto synlige skader.
- Frekvensen var lavere enn forventet for bygninger på berggrunn.
- Lecabygningen hadde gjennomgående høyere vibrasjonsverdier og tøyninger enn betongbygningen.
- Forsøkene indikerer at dagens grenseverdier for bygninger fundamentert på berggrunn kan justeres noe.
- Mer arbeid må utføres for å sikre at resultatene er representative (bla. se på effekt av bygningenes størrelse).

REFERANSER

Norsk Standard 8141 Vibrasjoner og støt, Standard Norge

UTFORDRINGER MED DRIVING AV TUNNELER TETT PÅ ANNEN SENSITIV INFRASTRUKTUR**Challenges with tunnel-excavation close to other sensitive infrastructure**

Helene Kristiansen Andersen, Bane NOR

Anne Kathrine Kalager, Bane NOR

SAMMENDRAG

I den nordre delen av Ekebergåsen, syd for Oslo S, krysser Follobanens to tunnellop og et løp for Inngående Østfoldbane tett på annen sensitiv infrastruktur. Spesielle tiltak ble gjort både i forkant og ved gjennomføringen av drivingen for å unngå skade på de ulike objektene som det var nærføring til.

Resultatet av gode forberedelser og tilpassede gjennomføringstiltak var at alle tre tunnelene ble drevet uten at nærliggende og sensitiv infrastruktur ble påført skader.

SUMMARY

In the northern part of the tunnel-section, the two Follo Line tunnels and the Inbound Østfold-line tunnel are crossing close to other sensitive infrastructure. To avoid damages of the objects which were located close to the new tunnels, specific preparations were done in advance and other suitable mitigations were implemented during the excavation of the tunnels.

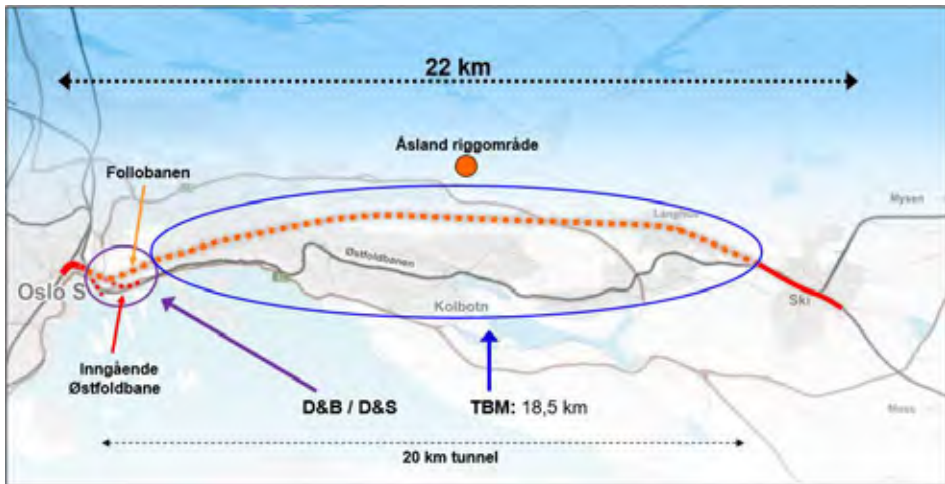
The well-planned preparations and the careful execution of the tunnel excavation resulted in a successful performance of the crossing of the sensitive infrastructure. No damages occurred.

BAKGRUNN OG PREMISER

Follobanens to tunnellop skulle ha en innføring til Oslo S som tilfredsstilte krav til at disse to sporene kunne føres inn til de ulike plattformene uten å være i konflikt med andre spor som går ut eller inn til denne stasjonen. Videre var det gitt klare føringer fra Riksantikvaren om at innføring av Follobanen til Oslo S heller ikke skulle gi konflikter med viktige kulturminner fra Middelalderen. For å tilfredsstille alle gjeldende krav, resulterte dette i at Østfoldbanen også må legges om inn mot Oslo S.

Etter kryssing under Middelalderparken og Loenga i en betongkulvert, føres de to Follobanesporene og Inngående Østfoldbanespor i tunnel inn i Ekebergåsen, mens Utgående Østfoldbane skal ligge i dagen i eksisterende trasé ca 1,7 km ut til Sydhavna. Her kommer Inngående Østfoldbane ut av tunnelen og fortsetter videre sammen med Utgående Østfoldbane sydover i eksisterende trasé.

Follobanens to tunnellop fortsetter sydoover mot Ski i en 20-km lang tunnel. Se figur 1 og 2.

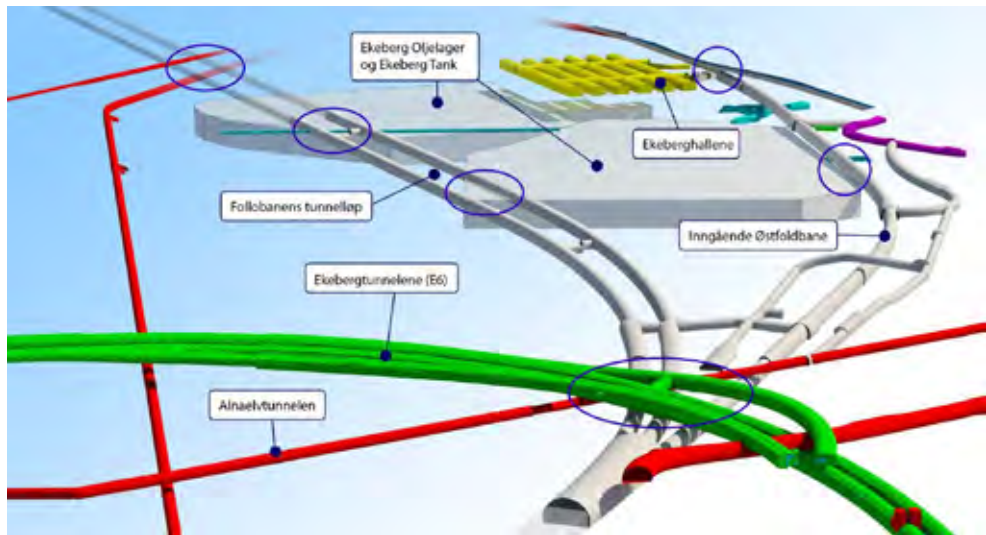


Figur 1: Follobanens 20 km lange tunnelstrekning og Inngående Østfoldbanes 1,7 km lange tunnel.



Figur 2: Oversiktskart over tunnelene i nordre del av Ekebergåsen. 1) Tresporshallen, 2) Inngående Østfoldbane, 3) Inngående og Utgående Follobane, 4) Adkomsttunneler og tekniske rom, 5) Alnaelv tunnelen, 6) E6-Ekebergtunnelen, 7) Lagrinshaller for petroleum.

Inne i Ekebergåsen, i den nordre delen av Follobanens 20 km lange tunnelstrekning, er det en rekke andre tunneler, bergrom og ulike tekniske installasjoner som både de to Follobanetunnelene og tunnelen for Inngående Østfoldbane har høy grad av nærføring til. Se figur 3.



Figur 3: Eksisterende og ny infrastruktur i Ekebergåsen, med angivelse av alle områdene hvor det var nærføring ved bygging av Follobanens tunnelanlegg.

Kryssing under tunnelene for Alnaelven og E6

Helt i nord, krysser alle de tre jernbanetunnelene under tunnelene for E6 med av- og påkjøringstunneler i tillegg til de to hovedløpene. Minste avstand mellom sålen i vegtunnelene og hengen i jernbanetunnelene er 3,5 meter. Mellom disse tunnelene ligger tunnelen for Alnaelvns løp fra Kværner og ut i havnebassenget. Det var på et tidlig tidspunkt klart at det på de mest kritiske partiene var begrenset med bergmasse igjen til å skille de eksisterende tunnelene fra de nye jernbanetunnelene som skulle drives under både E6 og Alnaelven.

Passering av lagerhaller for petroleumsprodukter

Det er strenge krav til linjeføring for jernbanetunneler. Det var derfor ikke til å unngå at ca 1 km inne i Ekebergåsen ville alle de tre nye jernbanetunnelenes trasé ligge tett på en rekke store haller hvor det lagres petroleumsprodukter, samt infrastruktur og installasjoner som styrer inn og utpumping av ulike typer petroleumsprodukter. Det er knyttet sterke samfunnsmessige konsekvenser til uregelmessigheter i denne leveransekjeden.

Passering gjennom trasé for eksisterende rømningstunnel

Fra anlegget hvor det lagres petroleumsprodukter, er det en ca 2 km lang rømningstunnel som til enhver tid må være operativ. Follobanens to tunnellop skjærer rett gjennom denne tunnelen. Det var derfor en premiss om at før disse to nye tunnellopene kunne drives forbi dette området, måtte det etableres en by-pass for rømningstunnelen.

Etablering av tunnelpåhugg for Inngående Østfoldbane på Sydhavna

Tunnelen for Inngående Østfoldbane gjennom nordre del av Ekebergåsen fikk sitt påhugg tett på Østfoldbanen, på et parti hvor denne ligger på en «terrasse» delvis innunder en konstruksjon for en utkraging av Mosseveien. Arbeidene måtte således foregå tett på en høyt

trafikkert jernbanelinje og innunder en hovedveg med stor trafikk. Atkomsten til dette påhugget var utfordrende. Det var knyttet en rekke restriksjoner til arbeidet for å unngå skade på eksisterende infrastruktur eller påvirkning på trafikken på veg og jernbane.

Kryssing mellom gammel og ny kloakktunnel

De to Follobanetunnelene krysser rett under den gamle Kværner kloakktunnelen og rett over den nybygde Midtgardsormen kloakktunnel i et område hvor disse to tunnelene også krysser hverandre. Avstanden mellom Follobanetunnelene og Kværner tunnelen er på det meste ca 1,35 m. Kværner tunnelen er en gammel utsprengt og uforet kloakktunnel hvor konturen varierer. Mellom Follobanetunnelene og Midtgardsormen er avstanden på det minste ca ½ m. Dette er en tunnel som ble bygget mens Follobanen var under prosjektering, og prosjektet hadde tilgang til ganske nøyaktige data med hensyn til beliggenhet og utforming av Midtgardsormen.

I dette området ble de to Follobanetunnelene drevet med TBM.

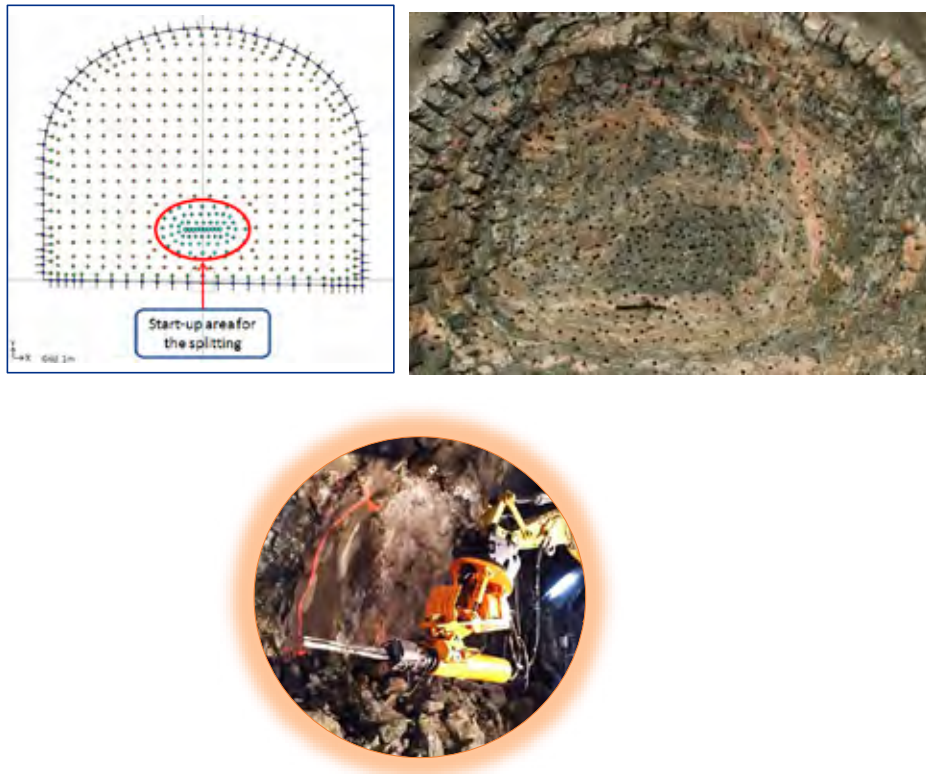
Vurdering av drivemetode i nordre del av Ekebergåsen

På et tidlig tidspunkt ble det konstatert at det ikke ville være hensiktsmessig å drive tunnelen for Inngående Østfoldbane med TBM. Årsaken til dette var at det ikke ville være verken plass eller egnede atkomstforhold til å montere eller operere en TBM fra verken tunnelpåhugget mot Oslo S eller fra tunnelpåhugget ved Sydhavna. Det ble derfor bestemt at denne tunnelen, samt nødvendige atkomsttunneler, måtte drives mer eller mindre ved forsiktig sprengning.

Det hadde vært mulig å drive de to Follobanetunnelene i det nordre partiet i Ekebergåsen ved TBM, som en forlengelse av de to tunnelene som det var besluttet at skulle drives med TBM fra riggområdet på Åsland, men da ville løpene i den nordre delen av tunnelanlegget vært siste del av en total tunnellengde på ca 10,5 km, og på kritisk linje for hele Follobaneprosjektet. For å redusere risikoen, og unngå at tunneldrivingen i denne nordre og kritiske delen av Ekebergåsen skulle forårsake forsinkelse for hele prosjektet, ble det besluttet å drive også de to Follobaneløpene med forsiktig sprengning som en egen entrepris, uavhengig av TBM entreprisen.

Eierne av den nærliggende infrastrukturen var imidlertid meget kritisk til at det skulle brukes eksplosiver tett på deres sensitive anlegg. Som et kompromiss ble det, etter nøye vurderinger, besluttet at drivingen av de nye tunnelene tett på tunnelene for E6 og Alnaelven, samt lagerhallene for petroleumsprodukter med tilhørende infrastruktur, skulle gjøres ved splitting av berget.

Splitting er en meget skånsom måte å drive tunneler på. Man unngår å bruke eksplosiver, men bryter i stedet berget. Det bores et nett med 1,5 – 2 m lange hull, ca 450 – 500 hull innenfor et tverrsnitt på ca 70 m². Deretter føres det en hydraulisk jekk inn i hullene, og bryter berget i stykker. Se illustrasjon i Figur 3. Inndriften er ikke på mer enn ca ½ meter pr. dag, men ved å starte opp denne entreprisen tidlig, kunne det unngås at dette arbeidet kom på kritisk linje for totalprosjektet.

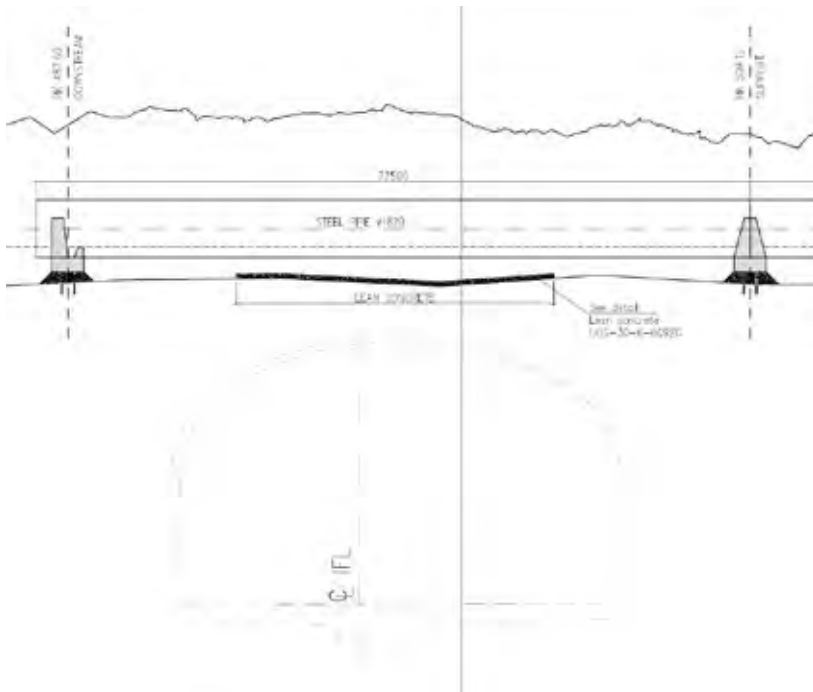


Figur 4: Tunnelprofil klargjort for splitting og hydraulisk jekk som bryter berget i biter.

Det ble, basert på avtalene med eierne av den tilgrensede og sensitive infrastrukturen, forutsatt i kontrakten som ble inngått med entreprenør at ca 1000 m av de tre tunnelene tilsammen skulle drives ved splitting.

KRYSSING UNDER ALNAELVEN

Alnaeltunnelen ble drevet i forbindelse med byggingen av sporområdet på Loenga og stod ferdig i 1922. Det ble estimert at det var mindre enn 1m mellom hengen i Inngående Østfoldbane tunnelen og sålen i Alnaelven tunnelen. For å kunne drive sikkert under Alnaelven var det flere mulige løsninger som ble diskutert. Den tidligste løsningen var en stortilt omlegging av hele Alnaelven for å unngå å skulle drive med så liten avstand mellom hengen og sålen. Da entreprenøren ble valgt foreslå de å heller forsterke bunnen av Alnaeltunnelen for å spare både tid og kostnader. Denne løsningen baserte seg på å tørlegge bunnen av elven ved å legge den i rør og deretter armere og støpe ut sålen i elven.



Figur 5: Tverrsnitt av Inngående Follobane med plasseringen av stålrørene i Alnaelven over.

Den første av de tre kryssningene skjedde relativt tidlig i prosjektet i Inngående Østfoldbane. For å ikke forsinke prosjektet ble det valgt å drive en pilot under Alnaelva med redusert profil for å kunne fortsette å drive nordover. Samtidig ble arbeidet med å forsterke Alnaelva satt i gang.

Utførelsen

Det ble sprengt en adkomsttunnel helt ned til elven for å kunne frakte utstyr og personell inn. Før arbeidene kunne starte inne i elven måtte Alnaelvtunnelen inspiseres og sikres. Dette er en råsprengt tunnel uten bergsikring. Det ble gjort spettrensk og satt bolter før dykkerne som ble leid inn startet arbeidet. Rørene som elva skulle legges i ble fløtet opp fra tunnelmunningen i Myggbukta. For å få rørene på plass måtte vannstanden økes ved å demme opp elven. Det ble lagt to rør ved siden av hverandre for å sikre at kapasiteten i elva var god nok. Det ble bygget demningsvegger med sandsekker rundt rørene for å tørrelegge området under rørene. For å holde vannstanden lav under hele byggeperioden ble vannet pumpet ut kontinuerlig. All transport inn og ut til rørene ble utført ved hjelp av båt. Det ble fraktet inn armeringsnett og installert rør for å kunne pumpe inn betong.



Figur 6: Rørene er installert over Inngående og Utgående Follobane.



Figur 7: Alnaelven er tørrlagt under rørene.

Arbeidet med forsterkningen av sålen ble utført i to runder. Først ble det armert og støpt over Inngående og Utgående Follobane. Deretter måtte demningene rives og rørene flyttes og legges over Inngående Østfoldbane. Der måtte demningene bygges opp igjen og elvebunnen tørrlegges. Etter at bunnen var armert og støpt over Inngående Østfoldbane ble rørene fraktet ut og kapasiteten i Alnaelva tilbakestillt til normalen. Arbeidet startet i januar 2017 og ble avsluttet i mars 2018.

Utfordringer

Selv om løsningen sparte prosjektet for mye tid og gjorde det mulig å drive under uten å legge om alnaelven, var det mange utfordringer underveis. En av de største og mest tidkrevende utfordringene var periodene med mye nedbør. Da ble det for høy vannstand og for sterk strøm til at dykkerne kunne komme seg fra adkomsten og opp til rørene som lå ca. 100 m oppstrøms. I disse periodene kunne det bli flere dager med ventetid. En annen utfordring som oppsto samtidig med dette var at ved store nedbørsmengder var det overløp fra Bekkelaget renseanlegg og det var mye sykdom blant dykkerne. Samtidig som arbeidene pågikk i Alnaelva var det sprengningsarbeider andre steder i tunnelen. På grunn av alderen og sikringsnivået i Alnaelvtunnelen måtte dykkerne evakuere til adkomsttunnelen hver gang det skulle sprenges. Dette krevde god radiokommunikasjon og førte til mer ventetid.

På grunn av den lave overdekningen mellom jernbanetunnelene og Alnaelvtunnelen var det behov for tung sikring; fiberarmert sprøytebetong, forbolter, prefabrikkerte gitterbuer, radielle bolter og vanntett liningstøp. I tillegg ble fjellet splittet for å unngå rystelser. Under Follobaneløpene var det ca. 5m mellom Alnaelven og hengen i jernbanetunnelene, og kryssingen gikk uten uforutsette hendelser. I Inngående Østfoldbane var det estimert ca. 0,7m mellom hengen og sålen. Da tunnelprofilen ble økt til fullt profil ble ca. 5m² av den støpte betongplaten i sålen eksponert og det var noe lekkasje inn i tunnelen. Etter installasjon av bergsikringen ble lekkasjen stoppet ved forsiktig injeksjon. Etter bergsikring og den vanntette liningen var ferdig støpt har det ikke vært noen innlekkasjer i jernbanetunnelen. Alnaelva går i dag som den gjorde før arbeidene begynte, uten skader eller redusert kapasitet.



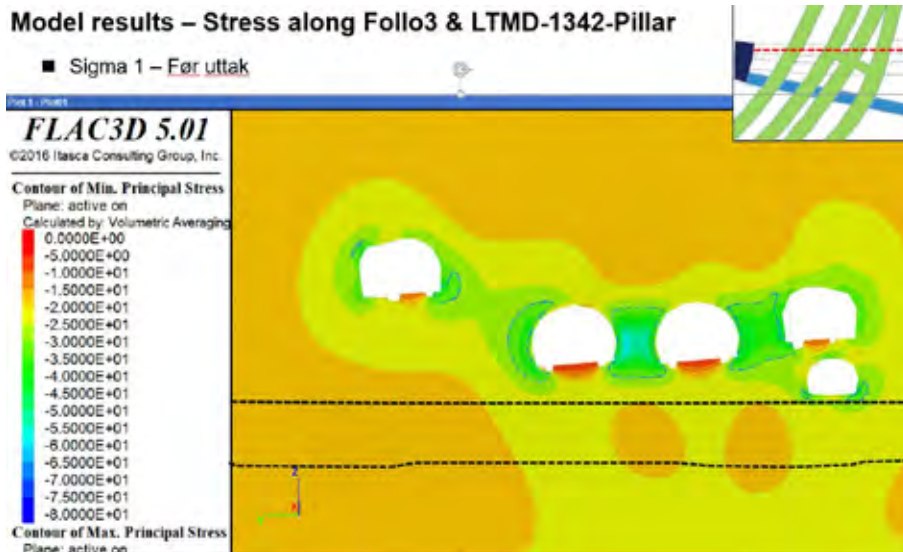
Figur 8: Eksponering av betongplate på elvebunnen.



Figur 9: Tung sikring under Alnaelvtunnelen.

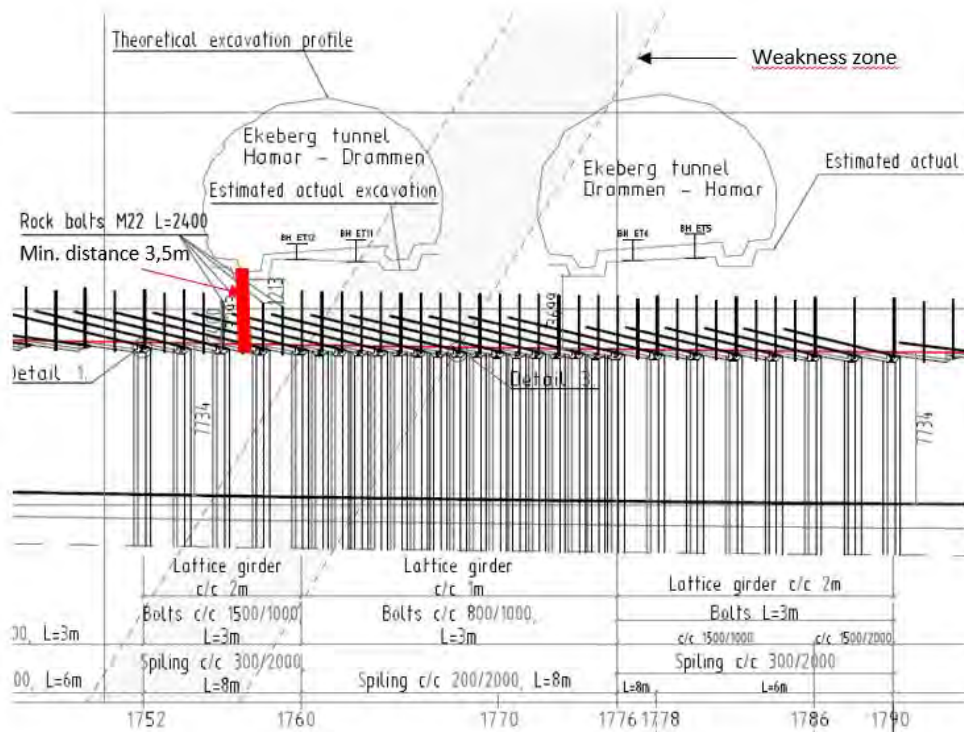
KRYSSING UNDER E6

Krysningen under E6 Ekeberg tunnelen var en av de mest kritiske nærføringene på grunn av lave overdekning, svakhetssonen i området og strenge vibrasjonskrav. Ekeberg tunnelen har en ÅDT på over 70 000 og er av hovedfartsårene inn til Oslo sentrum. Før arbeidene begynte var det tett samarbeid med Statens Vegvesen for sikre god og sikker driving under tunnelene. Det ble installert et omfattende system for vibrasjonsovervåking og utført jevnlig inspeksjoner bak hvelvet i Ekeberg tunnelen før og under drivingen. I tillegg ble spenningssituasjonen under krysningen nøye overvåket ved hjelp av ekstensometer og doorstoppere, installert både Ekeberg tunnelen og i jernbanetunnelene av Sintef (Figur 10). På grunn av de strenge vibrasjonskravene under Ekeberg tunnelen ble selve drivingen utført ved splitting.



Figur 10: Spenningsovervåking ved krysningen under E6 Ekeberg tunnelen. (Sintef).

På det minste var overdekningen mellom hengen i jernbanetunnelene og grøfta i Ekebergtunnelen på ca. 3,5m. I tillegg krysser Alnaelva-svakhetssonen gjennom akkurat dette området med minst overdekning. Før driving hadde man et godt estimat på plasseringen av svakhetssonen på grunn av kartlegginger fra Statens Vegvesen. For å få et enda bedre estimat ble det utført kjerneboringer i alle løpene før kryssingen begynte. På grunn av den lave overdekningen og svakhetssonen ble det valgt å installere tung bergsikring i hele strekningen under Ekebergtunnelen. (Figur 11).



Figur 11: Oversikt over kryssingen mellom Inngående Østfoldbane og E6 Ekebergtunnelen. Tegningen viser minste avstand mellom grøft og heng på ca. 3,5m, estimert plassering av svakhetssonen og den tunge bergsikringen.

Valget av splitting som drivemetode med en inndrift på ca. 0,5m per dag ga god kontroll på inndrift og installasjon av bergsikring. På hele det kritiske strekket var det systematisk bolting og fiberarmert spøytebetong. I tillegg ble det installert 8m lange forbolter og fjellbånd, radielle bolter og prefabrikkerte gitterbuer, som tilslutt ble sprutet inn. Vann og frostsikringen besto av filt og membran med kontaktstøpt lining utenpå. Under sonderboringen i svakhetssonen ble det også oppdaget noe vanninnlekkasje som ble stoppet med forsiktig injeksjon av silica-gel.

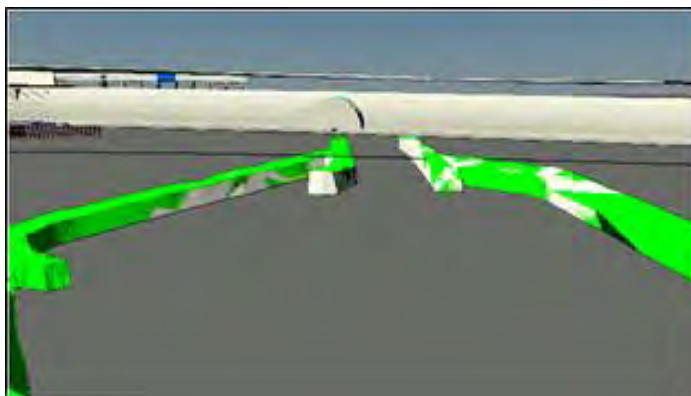
På grunn av alle tiltakene og den nøye overvåkingen som ble gjort både før og under driving ble kryssingen gjennomført uten uforutsette hendelser eller skader på den eksisterende infrastrukturen.

PASSERING TETT PÅ HALLENE HVOR PETROLEUMSPRODUKTER VAR LAGRET

Det er mye eksisterende infrastruktur i forbindelse med petroleumshallene. Selve hallene er rene fjellhaller bygget på 60- og 70-tallet. Hallene bruker grunnvannstrykket til å holde petroleumsproduktene inne i hallene. I tillegg er det adkomsttunneler, rømningstunneler, ventilasjonssystemer og andre typer overvåkningssystemer. Hele dette systemet var svært senestivt for vibrasjoner og det ble planlagt for splitting over de mest sensitive områdene. Nærføringen med petroleumshallene kan deles i to området. (1) Kryssingen mellom Inngående Østfoldbane og rømningstunnelen fra hallene og (2) kryssingen mellom Follobaneløpene og petroleumshallene.

(1) Inngående Østfoldbane og rømningstunnelen.

Inngående Østfoldbane krysser flere rømnings- og vedlikeholdstunneler (Figur 12). Prosjektet og eierne av petroleumshallene gjorde en nøye vurdering av hele systemet før arbeidene startet. Det viste seg at det mest sensitive var ventilasjonssystemet. Ved å oppgradere ventilasjonssystemet ble toleransen for rystelser høyere. Etter denne oppgraderingen kunne man redusere splitteomfanget og øke fremdriften betraktelig. Det ble plassert vibrasjonsmålere i de kritiske områdene, som ble nøye fulgt opp under drivingen. Hvis rystelsene ble for høye gikk man tilbake til å drive med splitting. Med forsiktig driving skjedde kryssingen uten skader på infrastrukturen i tunnelene.



Figur 12: Kryssingen mellom Inngående Østfoldbane (grå) og tunnelene fra petroleumshallene (grønne).

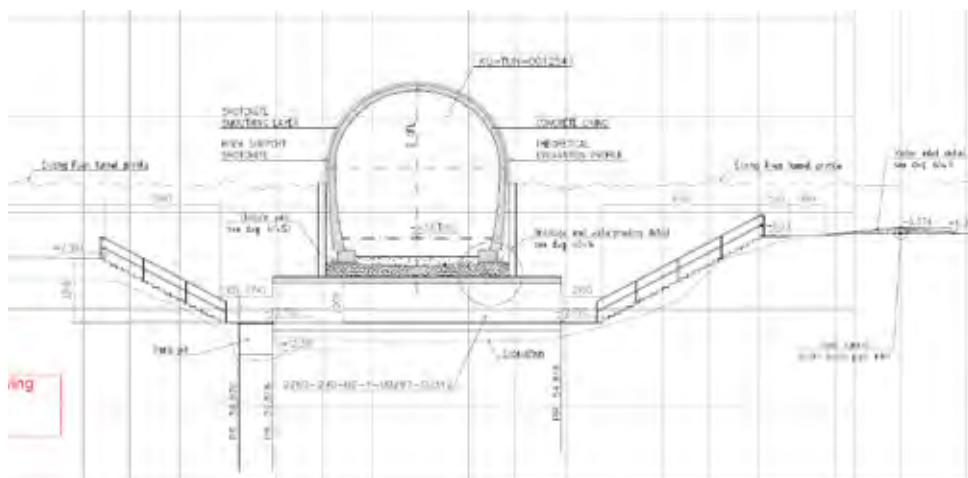
(2) Follobaneløpene og petroleumshallene.

Begge Follobaneløpene sørover krysset rett over petroleumshallene med lav bergoverdekning mellom tunnelene og hallene. Det var derfor strenge vibrasjonskrav i området og det ble drevet over med en kombinasjon av splitting i sålen og sprenging i hengen. På grunn av mulig gasslekkasje fra petroleumsproduktene ble det satt opp kontinuerlig gassovervåkning. I tillegg ble de nærmeste hallene tømt for petroleumsprodukter i perioden det ble drevet over.

Den største bekymringen var likevel at grunnvannet rundt petroleumshallene skulle bli drenert eller senket på grunn av tunneldrivingen. For å unngå dette, ble det boret flere vanngardinskjermes i sålen av jernbanetunnelen med kontinuerlig innpumping av vann for å opprettholde grunnvannet. I tillegg ble grunnvannstanden i området overvåket daglig ved hjelp av ulike borhull i området. Vanngardina ble opprettholdt under hele drivingen og liningstøpen. I området over petroleumshallene ble det valgt en løsning med gasstett membran og full utstøpning av profilet for å opprettholde grunnvannsnivået rundt tunnel og petroleumshallene. Grunnvannsovervåkingen fortsatte i perioden etter at vanngardina ble demontert og det har ikke blitt observert endringer i grunnvannet som skyldes tunneldrivinga.

KRYSSING OG OMLEGGING AV RØMNINGSTUNNEL

Rett nord for entreprisegrensen med EPC Follobanen TBM krysser rømningstunnelen fra lagringshallene for petroleum rett gjennom tunnelprofilen på Follobanen D&B. Som tidligere beskrevet skulle denne være operativ og kunne benyttes som rømningstunnel gjennom hele prosjektperioden. I tillegg måtte det bygges en løsning for å kunne benytte denne som rømningstunnel etter at jernbanetunnelen er ferdigstilt. Av den grunn var det da ikke mulig å drive forbi her med TBM og i tillegg bygge denne løsningen. Derfor ble entreprisegrensen satt sør for denne tunnelen. For å kunne tilbakestille funksjonen av rømningstunnelen ble det valgt å bygge en betongkulvert under hvert av Follobaneløpene, men en trappeløsning ned til kulverten, se Figur 13.



Figur 13: Kulvertløsning for rømningstunnelen under Utgående Follobane.

Rømningstunnelen er ca. 2 km lang og et tverrsnitt på ca. 8 m². Det ble sprengt forsiktig forbi rømningstunnelen før det ble sprengt ut grøft for å kunne bygge kulvertløsningen. Underveis i drivingen ble det oppdaget gamle forsagere i rømningstunnelen fra da den ble sprengt ut. Dette ble håndtert og arbeidet kunne fortsette.



Figur 14: Det ble sprengt forsiktig forbi rømningsstunnelen.



Figur 15: Rømningsstunnelen hadde et tverrsnitt på ca. 8m².

ETABLERING AV TUNNELPÅHUGG OG PORTAL PÅ SYDHAVNA

Inngående Østfoldbane kommer ut i dagen og skal koble seg på eksisterende spor på Østfoldbanen. Portalen skulle etableres i et trangt område under E18 Mosseveien og på innsiden av sporene på Østfoldbanen. Rett under sporet til Østfoldbanen ligger også adkomsttunnelen Ekeberghallene. På grunn av lav bergoverdekning, strenge vibrasjonskrav og dagsonefjell ble tunnelen drevet med splitting og det ble installert tung sikring ut mot portalen. På grunn av nærføringen med E18 Mosseveien kunne ikke gjennomslaget bli gjennomført før portalen var på plass. Portalløsningen ble nøye vurdert av både Bane NOR og Statens Vegvesen før byggingen startet.

Søndre Portal

Før byggingen av portalen kunne begynne ble det sprengt og pigget ut en adkomst vei opp til anleggsområdet (Figur 16). Adkomsttunnelen til Ekeberghallene ble brukt som utgangspunkt. Deretter ble det bygget en skjermingsvegg mellom sporet og anleggsområdet for å kunne fortsette arbeidet uten å påvirke togtrafikken. Før arbeidene kunne begynne med portalen ble dagfjellet sikret med bolter og sprøytebetong (Figur 17). I tillegg måtte ventilasjonstårnet fra Ekeberghallene rives og bygges opp på nytt for å ikke stå i veien for sporene.



Figur 16: Adkomst vei til Søndre Portal.



Figur 17: Sikring av fjellet under E18.

For å kunne drive sikkert under E18 Mosseveien ble det kjerneboret og installert H-bjelker for å forsterke fjellet under veien. H-bjelkene ble deretter gyst og forlenget ut i portalen (Figur 18). Den ytterste veggen på portalen ble støpt opp under bjelkene, deretter ble bjelkene støpt inn. Når kulverten var ferdig støpt ble gjennomslaget gjennomført og det ble installert tung bergsikring, i tillegg til tungt armert lining. I hele byggetiden var det tett oppfølging av vibrasjonsmålere og fra Statens Vegvesen. Portalen ble ferdigstilt uten skadet på nærliggende infrastruktur (Figur 19).



Figur 18: Forlengelse av H-bjelkene.



Figur 19: Søndre Portal ferdigstilt.

PASSERING MED LITEN AVSTAND MELLOM TO KLOAKKTUNNELER

Forut for Follobanens kryssing mellom Kværntunnelen og Midtgasrdsormen var det gjort en del forberedelser.

I forbindelse med bygging av Midtgardsormen, ble det støpt en armert forsterkning i hengen på denne tunnelen i området hvor de to Follobanetunnelene senere skulle krysse over med TBM'ene, med kun ½ meters klaring på det minste.

For å unngå lekkasjer fra Kvernertunnelen ned i Follobanetunnelene i forbindelse med boring av disse, ble kloakk fra Kværntunnelen ledet gjennom en, på forhånd, boret kanal ned i Midtgardsormen, oppstrøms krysningspunktet. Så snart liningen var montert på Follobanetunnelene, kunne kloakken i Kværntunnelen slippes tilbake.

Uforutsette utfordringer

Da den første Follobanetunnelen skulle bores over Midtgardsormen og den armerte forsterkede hengen i denne tunnelen, stoppet maskinen opp for inspeksjon rett foran krysningspunktet. Det ble da oppdaget at det manglet betong i en hel støpeseksjon i hengen på Midtgardsormen. Det var kun armering i denne seksjonen på ca 18 m².



Figur 20: Det manglet betong i en hel støpeseksjon i hengen på Midtgardsormen.

Dette resulterte i stopp et par dager for å få gjennomført støpen, før maskinen kunne passere over. Ved passering over Midtgardsormen med det andre tunnellopet, var den forventede forsterkningen i sin helhet på plass, og kryssingen ble foretatt i løpet noen timers boring.

KONKLUSJON

Alle kryssingene Follobanens tunneler har hatt med annen sensitiv infrastruktur har vært gjennomført uten skade på denne. Erfaringene som ble gjort, var at god kjennskap til eksisterende infrastruktur i forkant og gode forberedelser i samarbeid med eierne av infrastrukturen, var helt essensielt for å lykkes. Et viktig og nødvendig verktøy både for planlegging av gjennomføring og for kommunikasjon med eierne, var en 3D-modell hvor de ulike objektene var lagt inn basert på oppdaterte innmålinger. Deretter var det viktig at både byggherren og entreprenøren hadde beredskap til å håndtere uforutsette forhold raskt dersom man støtte på overraskelser.

TBMS FOR NORWEGIAN SMALL HYDROPOWER PROJECTS

Rune Skjevdal, NGK Boring

Tobias Anderson, NGK Boring

Sindre Log, The Robbins Company

Summary

The Norwegian nature and topography are ideal for hydropower. However, as the focus on saving the climate while nature is preserved increased significantly towards the millennium, solutions to be able to utilize the vast hydropower potential was sought. Small hydro power projects (<10MW) was one of such solutions.

Traditionally, the small hydro projects that require tunneling have been constructed by Drill and Blast, raise drilling or directional drilling or any combination of the above.

TBMs can offer significant benefits when excavating small tunnels for small hydro projects, including:

- Reduction of needed cross section, due to less surface roughness
- Better tunnel quality, resulting in less rock support and lower life cycle costs
- Environmental aspects
- Reduction of construction time

Over the last years there have been an increased interest in TBM solutions in the Small hydro industry. This ultimately resulted in three small TBMs being delivered for small hydro in Norway within the last 18 months. These machines, which are currently boring or in the process of starting boring will be presented in this paper.

Introduction

Norway has a great history in hydropower and has a yearly production of 135 TWh, distributed across more than 1600 hydroelectric power plants. This production capacity covers more than 94% of the total electricity usage in the country.

The vast majority of the power plants was built before 1990 and more than 200 km of tunnels have been excavated by TBMs in Norwegian hydropower era.

As a larger and larger degree of Norwegian rivers, streams and waterfalls was ‘tamed’ for hydropower, a bigger public resistance grew against the big hydropower projects and in the mid-nineties, the then Norwegian Prime Minister Jens Stoltenberg, declared that the era of big hydropower construction was over.

Nevertheless, the Norwegian nature and topography still represents a major potential for hydropower, especially if solution with less environmental impacts were found. One of these solutions was small hydropower projects, which is defined as a hydropower plant with an installed capacity of less than 10 MW.

This paper will address why small hydro power projects is a great way of generating electrical energy and why mechanized tunneling is a beneficial way of making them.

What is a small hydropower projects and why does it matter?

Norway’s hydropower production capacity of 135 TWh covers more than 94% of the total electricity usage in the country. The vast majority of powerplants, however, were built before 1990. Many of these large schemes, such as the Svartisen Hydro Project, utilized large tunnel boring machines to excavate many kilometers of headrace and tailrace tunnels in hard rock. However, as more and more of the country’s water features were harnessed for hydropower usage, public resistance grew. In the mid-1990s then-Norwegian Prime Minister Jens Stoltenberg declared the era of big hydropower construction over. Nevertheless, developers recognized that the Norwegian topography represented a major potential for hydropower, especially if a solution with fewer environmental impacts could be found.

One of the solutions to utilize the great hydroelectrical potential in Norwegian topography was found through construction of small hydropower projects. A small hydropower project is defined as a hydropower projects with an installed capacity of less than 10MW. There are currently more than 1300 small hydropower plants operating in Norway with an installed yearly production of 11 TWh. The small hydro share of the total power production in Norway (2016) is given below;

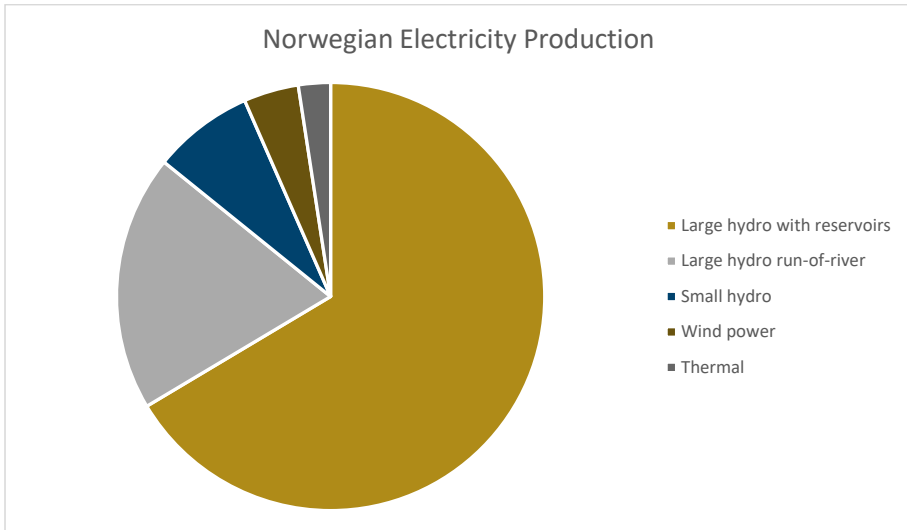


Figure 1 Power production in Norway(Normal year, OED, 2019)

The local impact to nature on these small projects is generally lower than on larger hydropower projects, construction is cost efficient and quicker, and the initial investment required is lower. The widespread location of the project also offers a great distributions of value generation across all parts of the country. (*Smakraftforeninga(2016)*)

Construction of small hydro power projects

A significant amount of the existing Small HEPPs could be constructed either with pipes on the surface or by trenching. Over the last years it has been a general trend that larger parts of these SHEPPs are built in tunnels either to the topography or to reduce the environmental impacts even more.

The small hydroelectric projects which requires an underground waterway is usually built by one of the following methods

- Trenching
- D&B tunneling
- Raise drilling
- Directional drilling
- TBM boring

As a rule, trenching is the most cost-efficient solution for such projects, however the topography and nature of the projects do in many cases not allow such. If a tunnel is needed the option have historically been between D&B tunneling, raise drilling or directional drilling or a combination of the above.

The SHEPPs that consist of a tunnel do very often have some physical constraints, that limits the way of constructing them.

1. There is naturally a big elevation difference between the tunnel portals
2. There is generally sought as much overburden as practically possible towards the downstream portal to avoid challenging geology, hydraulic fracking, hydraulic jacking and lower costs.

This means that the longitude profile of a SHEPP tunnel very often is similar to the below, with limited inclination in the downstream portal and high inclination towards the upstream portal.

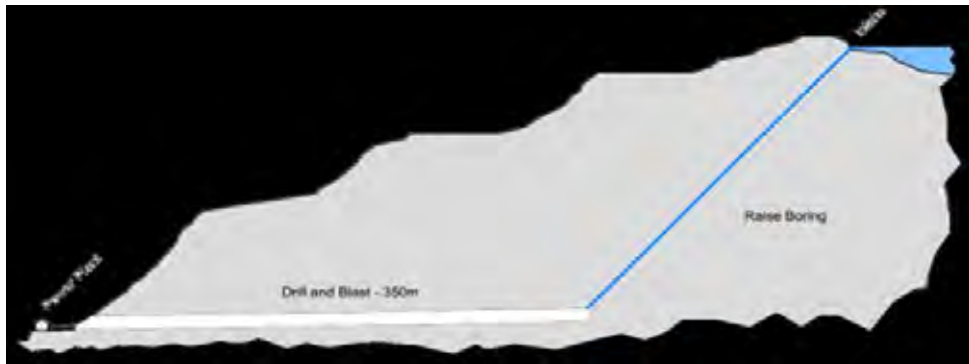


Figure 2 Typical small hydro layout (Nordhard.no)

The traditional way of constructing such projects have been to drill and blast the flat part and raise bore the incline. A concrete plug is installed where hydraulic jacking forces are lower than the minor principle stress in the surrounding rock, and further through a pipe in the tunnel towards the power house. The most common blasted cross section is between 16m² and 25 m², due to limitations in the available equipment and the Challenges of excavating efficiently with D&B at smaller diameter than 16m².

If the tunnel was to be excavated with other methods, a profile like below would be typical.

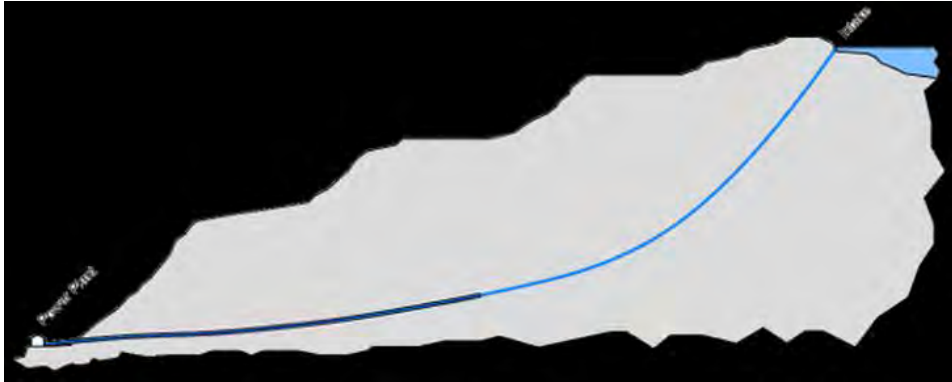


Figure 3 Typical Small hydro layout (norhard.no)

The alternative to the conventional method has been directional drilling performed with a heavily customized directional drilling rig from the innovative company Norhard AS. The Norhard drilling rig consist of a pilot tri-con bit for drilling with carbide raise drill cutters to ream up the diameter of about 0.7 m. The hole can then be reamed up with several drillings up to a diameter of up to 1.5m. The drill string is powered from a non-rotational drill string from the outside.



Figure 4 Norhard breakthrough with pilot hole on Grytendal project (NGK, 2019)

As the SHEPPS have become increasingly complex, TBMs have been introduced on several projects in Norway for the last years. This will be addressed over the next chapters.

Benefits of mechanized tunneling on hydropower

Mechanized tunneling offer some significant advantages when excavating tunnels for hydropower. This is especially related to;

- Reduction of needed cross section, due to less surface roughness
- Better tunnel quality, resulting in less rock support and lower life cycle costs
- Environmental aspects
- Reduction of construction time

Due to the relative lower surface roughness of the tunnel wall in a mechanized excavated tunnel, the water flows better, and the needed theoretical cross section can be reduced of 40%-60%. A more detailed graph is given in the chart below.

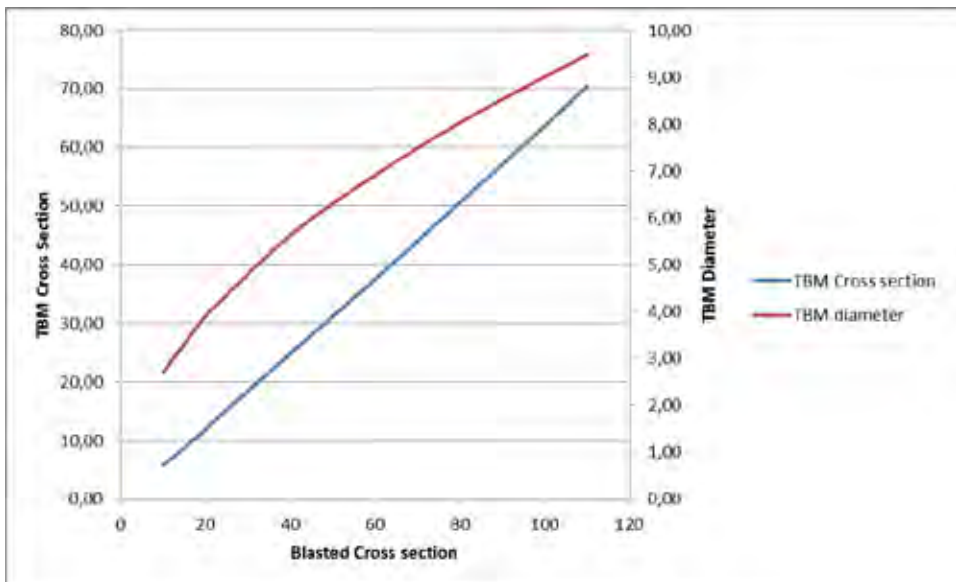


Figure 5 Reduction of theoretical cross section with mechanized tunneling (Log, modified based on NTNU, 1998)

The more efficient water flow and the capability of using the tunnel as the water carrying pipe, reduces the need for excavated material significantly. This gives less need for deposits of excavated materials in the nature and is also economically advantageous.

Less rock support is required in general, and because of the better tunnel quality there are lower lifecycle costs to maintain the tunnel. Mechanized tunneling also disturbs the environment far less than drill & blast operations. The empirical data from TBM-excavated hydropower projects in Norway support these points. Results show that there is a reduction in installed rock support of between 40 to 90% when boring a tunnel with a TBM instead of blasting it. The theory behind

this result is that a lot of the rock support in blasted tunnels with small cross sections is installed to stabilize rock that has been damaged by the blasting. The TBM-bored tunnel walls are less damaged, which also increases tunnel quality, ultimately leading to lower maintenance cost of the tunnels and longer tunnel life. Also, the smaller dimension and the circularity of the hole increases the stability of the rock and decreases the need of rock support.

Excavation with TBMs also offers several environmental advantages. The TBM and muck haulage are typically run on 100% electric from the grid, which in Norway consists of 94% renewable energy. In addition, to the already mentioned environmental aspects of less excavated material to deposit, mechanized tunneling eliminates the risk of nitrous run off and plastic waste from D&B deposits.

TBMS for small hydropower

For the last 10 years there have been interest from both owners, contractors and the authorities to develop TBM solutions for some of the upcoming SHEPPS in Norway. From a TBM design perspective there are some special challenges on the Norwegian SHEPPS.

1. The theoretical needed cross section typically correspondent to a diameter below 3 m
2. Norwegian rock is often extremely hard
3. The geometry of the project is challenging, with the tunnel starting flat and the incline increasing to up to 45 degrees.
4. Some of the projects have very limited space on site and now road access on the upstream portal
5. The length of the tunnel is typically between 500m and 3000m
6. The budget on the projects are often limited.

These requires the TBM with some of the following design criteria;

1. The TBM need to be small, but still be able to have sufficient cutter sizes to efficiently break the rock
2. The machine needs to be able to negotiate steep inclines and the transitions between inclines
3. The TBM needs to be able to backtrack through the tunnel
4. The TBM must be optimized to be used on several projects, with limited service time in between
5. The TBM package need to be economical viable.
6. The TBM might need to be able to launch from limited area

This led Robbins to develop to separate solutions for the Norwegian hydro projects. One based on the Small boring units -Rock Head (SBU-RH) technology and one of the more standard TBM technology.

Small Diameter Design: Holen Hydropower

The first TBM for SHEPPS was ordered by Hardanger Maskin AS, for the project Holen Hydropower owned by Smaakraft AS in early 2018

Robbins developed a new solution for the project using the well proven Small Boring Units (SBUs). The Double Shield Rockhead (SBU-RHDS) provided for the tunnel includes 14-inch diameter cutters and is capable of self-propelled excavation using a gripper system.

The novel 2.0 m (78-inch) diameter machine is equipped with unique features that allow it to drill at a steep incline, including electric power, modified oil and lubrication systems and a fail-safe safety gripper (secondary gripper), as well as a water-based spoil removal system, developed by the contractor.



Figure 6 TBM at Holen HEP (Photo: Endre Hilleren)

Due to local terrain, the tunnels would have a small launch area of 4 m x 10 m, and the tunnel slope on the first, 640 m long drive would range from a slight upward tilt to 45 degrees at the breakthrough.

The Rockhead launched in July of 2018 with Robbins Field Service onsite assisting Hardanger Maskin AS with assembly, setup, and launch of the equipment. As tunneling began and the slope was near horizontal and as the tunnel got steeper, the special safety gripper system came to use. The safety gripper system was designed with interlocks to ensure primary grippers were never released while the safety grippers were engaged, and with an additional safety mechanism allowing for mechanical locking in the event that hydraulic pressure was lost.

While the excavation rate of the machine was good, the novel design experienced some reliability issues during tunneling in the hard granite. Despite the challenges, the machine completed a daring hole-through at a steep 45-degree incline on January 1, 2019. It has since been relaunched to bore its second 2,100 m long tunnel, where the design continues to be fine-tuned.



Figure 7 Breakthrough at Holen (Photo; Hardanger Maskin AS)

Unique TBM & Conveyor Solutions: Salvasskardelva SHEPPs

The other solution based on the more standard TBM technology came to use recently in summer 2019. Robbins supplied the 2.8 m diameter specialized Main Beam TBM “Snøhvit” to Norsk Grønnkraft to use on several of their hydroelectric tunnels. In addition to investing in a TBM, Norsk Grønnkraft also started a specialized contractor NGK Boring that entered into a cooperation with Entreprenørservice AS to construct the tunnels.

The first tunnel, the 2.8 km long Salvasskardelva HEPP located in Bardu, Norway, has a modest positive gradient of 5.2 percent. To combat boring on a grade, the small Main Beam TBM was designed for adaptability, with an option to add a safety gripper on future tunnels for boring and high inclines.

The TBM is equipped with 19 17” (432mm) cutters with a loading rate of 267kN each. The 2.8m Cutterhead is powered by 4 210kw variable frequency drives (VFDs).



Figure 8 TBM ready to start boring Sallvasskarelva (Photo: Kalle Punsvik)

A continuous conveyor was provided for muck removal, making it the smallest conveyor belt Robbins has ever provided. The 450 mm wide conveyor belt will need to travel through curves, which begin at the 650 m mark at Salvasskardelva. The structure was designed to minimize muck spillage in curves despite its narrow width and is within its design limits. The small jobsite also required the use of a double stack belt storage cassette standing 5 m tall. The unique system is planned to be reused at each of the tunnel sites.

NGK and Robbins worked together during the design period to design a launch frame instead of excavating a starter tunnel, which allowed the machine to advance until it was well enough into the tunnel to grip the tunnel walls. The launch frame is planned for reuse on subsequent tunnel.



Figure 9 Overview picture Salvasskarelva, Photo: Kalle Punsvik

As of October, the TBM had surpassed the 1000 m mark, the machine is excavating well in mica gneiss and schist rock, achieving rates of above 100 mm per minute.

Small diameter hydro tunneling looks poised to continue making a big impact in Norway. A third TBM, a 2.6 m diameter Robbins Double Shield TBM with a safety gripper will begin excavation medio November. The alignment of the 2.2 km long tunnel will increase gradually from near-horizontal to a 45-degree incline.

The Future of Mini-Hydro

Given the increasing interest in small hydro tunnels, and the fine-tuning of effective designs for rock tunnels at steep inclines, there is a huge potential for such projects in Norway, throughout Europe and internationally. Renewable energy with a reduced initial investment and construction time could become essential wherever the terrain is mountainous and water features abound.

Norway have grown a unique competence in building small hydropower projects. Could that be the next Norwegian international tunneling adventure?

References;

SSB (2016): Kryssløpstabeller - ESA Questionnaire 1850 - Symmetric input-output table for domestic production (industry*industry). Tilgjengelig på <https://ssb.no/en/nasjonalregnskap-ogkonjunkturer/tables/supply-and-use-and-input-output>

Småkraftforeninga (2016)- "Samfunnsnytte av småkraft" Thema Consulting group

NTNU (1998) NTNU-Anleggsdrift (1998): Project Report 1A-98 HARD ROCK TUNNEL BORING Design and Construction.

Norhard 2019 –Pictures from Norhard.no

NGK 2019 – Picture courtesy of NGK

UTVIDELSE AV DEONIKAPASITET PÅ LANGØYA

Expanding the capacity at Langøya

Marius Mathisen Søvik (NGI), Gunvor Baardvik (NGI), Bjørn Kalsnes (NGI), Øyvind Torgersrud (NGI), Marco D'Ignazio (NGI), Marius H. Ødegaard (Hæhre Entreprenør AS), Kari Elisabeth Røseth (NOAH AS)

SAMMENDRAG

For å kunne øke levetiden på mottaket til deponiet for farlig avfall i Norge, har NOAH AS i løpet av svært kort tid utvidet deponikapasiteten på sørsippen av Langøya, en øy utenfor Holmestrand i Vestfold.

Det har blitt frigjort et bergvolum på 1 000 000 m³ ved utsprengring av et brudd på sørsippen av øya i Seksjon 6. Sprengningsarbeidene i Seksjon 6 har vært krevende, og det har vært en svært stor og effektiv masseflyttingsjobb. Massene er tatt ut til stor dybde, dvs. fra kote -18 til kote -80, med bratt bergskjæring, et begrenset areal tilgjengelig og bratte anleggsveger. Sprengningsarbeidet ble gjennomført på 10 måneder.

Kalkstein fra Seksjon 6 har deretter blitt mellomlagret i Seksjon 4 som er bygget opp hovedsakelig av gips. En stor del er også blitt transportert til Gilhusbukta på lekter. Denne artikkelen fokuserer på geoteknisk stabilitet av Demningen og Crossbanevollen, to demninger ved Seksjon 4 bestående av gips og noe fast avfall. Det er blitt utført grunnundersøkelser på de aktuelle stedene. Demningens og Crossbanevollens geometri ble kontrollert mot innmålinger over flere år, og lagdelingen ble kontrollert med totalsonderinger. Det ble utarbeidet en plan for instrumentering og overvåking av poretrykk, deformasjoner og rystelser for å kunne følge opp arbeidene og overvåke effekten av sprengningsarbeidene og oppfyllingen.

Oppfylling av utsprenget kalkstein til Seksjon 4 har blitt utført i trinn, tilpasset resultatene fra instrumenteringen, parallelt med sprengningsarbeidene. Alt dette har vært mulig takket være et godt tverrfaglig samspill, god planlegging fra tiltakshaver og de involverte, samt effektiv, men fleksibel driftsstyring. Prosjektet har utvidet levetiden for Norges eneste deponi for farlig avfall fra 2022 til 2024.

SUMMARY

To increase the capacity of the only deposit site for hazardous waste in Norway, NOAH AS has with short notice expanded the deposit capacity on the southern tip of Langøya, an island outside Holmestrand in Vestfold.

A volume of 1 000 000 m³ has been made available by blasting successive parts of the southern part of the island at Seksjon 6. The excavation with drilling and blasting in Seksjon 6 has been challenging, and the earthworks have been large and highly efficient. The rock masses have been removed to a large depth, i.e. from elevation -18 to -80 m, with a steep rock surface, limited available area and steep construction roads. The excavation was finished in 10 months.

Limestone from Seksjon 6 has been stored temporarily in Seksjon 4 which mainly consists of gypsum. This article focuses on the geotechnical stability of Demningen and Crossbanevollen, two dams on each side of Seksjon 4. The geometry of Demningen and Crossbanevollen has been surveyed over several years, and the layering and geometry has been controlled with total soundings. A plan for instrumentation and monitoring of pore pressure, deformation and

vibration has been made to follow up the construction work and the effects of the blasting and filling.

Filling in Seksjon 4 of the limestone from Seksjon 6 has been conducted incrementally, adjusted with the results from the instrumentation, parallel to the drilling and blasting work. All this has been made possible by the good interdisciplinary cooperation, good planning from NOAH and the other involved, in addition to effective, but flexible construction management. The project has extended the duration of Norway's only deposit for hazardous waste from 2022 to 2024.

INNLEDNING

Langøya er en øy utenfor Holmestrand i Re kommune, Vestfold, der NOAH AS tar imot og behandler farlig avfall.

Langøya består av kalkstein fra de geologiske periodene kambro-silur, med en alder på 300-400 millioner år. Øya er ca. 3 km lang og 500 m på det bredeste. Det har fra gammelt av vært drevet uttak av kalkstein, og i 1899 begynte et industrielt uttak av kalkstein for bruk i sementproduksjonen på Slemmestad. Langøya var en råstoffkilde helt fram til 1985, da produksjonen av sement på Slemmestad ble nedlagt. Resultatet var to kalksteinsbrudd på i alt 9,3 millioner m³ under havnivå. Uttaket av kalkstein til sementproduksjon har foregått helt ned mot 40 meter under havnivå. I perioden som kalksteinsbruddene ble drevet, erfarte man at det i svært liten grad lakk inn saltvann fra sjøen rundt Langøya. Dette ble en viktig forutsetning for planen om at kalksteinsbruddene kunne egne seg som avfallsdeponi.

Fra 1995 har det vært drevet mottak for behandling og sluttdisponering av miljøfarlig avfall som bl.a. aske fra avfallsforbrenning, svovelsyre, uorganisk industrielt avfall, gravemasser og sedimenter. Svovelsyre og aske prosesseres sammen til gips.

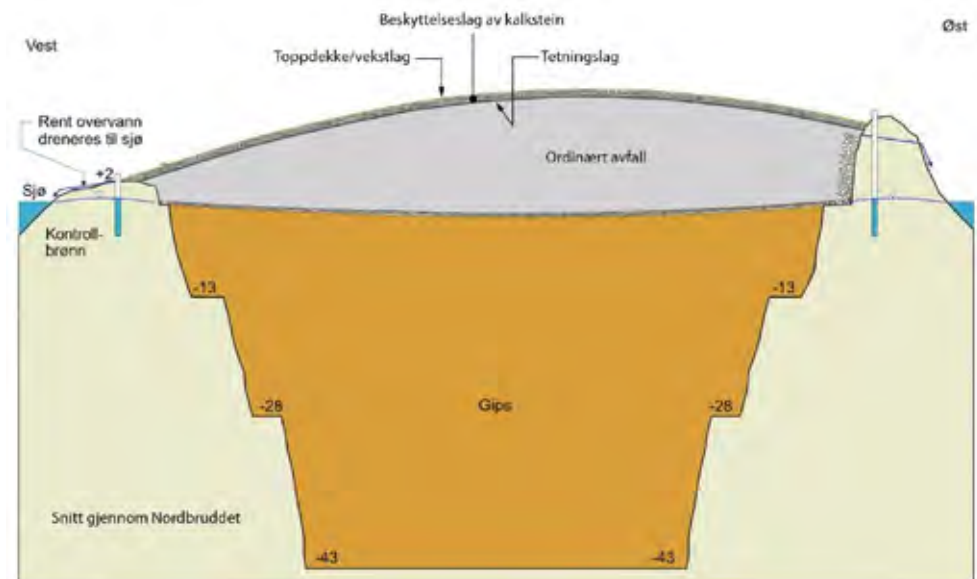
Langøya er Norges eneste deponi for farlig avfall, og den planlagte levetiden for deponiet er til og med 2022.

For å kunne øke levetiden på mottaket for farlig avfall i Norge, har NOAH AS i løpet av svært kort tid utvidet deponikapasiteten på sørpissen av Langøya, i det som kalles Seksjon S6 sør på øya. I Seksjon 6 er det sprengt ut et bergrom fra toppen av eksisterende dagbrudd med areal på ca. 23 mål og dybde på nesten 60 m. Dette tilsvarer ca. 1,2 millioner m³ faste masser, som ble tatt ut i løpet av 10 måneder. Det frigjorte volumet kan brukes til videre deponering av avfall. Med tiltakene som er omtalt i denne artikkelen kan driften av mottaket forlenges til 2024.



Figur 1. Sydbruddet på Langøya. Flyfoto fra 2018, kilde: www.norgebilder.no

Langøya er delt i to hovedkalkbrudd, Nordbruddet og Sydbruddet. I Nordbruddet er det fylt ferdig til kote 0 med gipsavfall. På deler av arealene i Nordbruddet er det fylt videre opp med ordinært avfall fra kote 0 til kote +18. Deponimassene er dekket til med en tett geologisk membran og videre et beskyttelseslag av nesten 2 m kalkstein, i tråd med avfallsforskriftens krav. Ca. 80 mål i den nordre delen er ferdig tildekket og gjort fritt tilgjengelige for publikum. En slik tilbakeføring er planen for hele øya.



Figur 2. Snitt av avfallsdeponiet i Nordbruddet, med prinsipiell oppbygning av drensssystemer og overvåkningspunkter mot sjø (NGI, 2007)

I Sydbruddet er kapasiteten i Seksjon 4 og 5 utvidet i dybden ved at det er sprengt til kote -80 i enkelte partier. Steinen som ble sprengt ut benyttes som beskyttelse av de ferdige arealene i Nordbruddet, se figur 2. Store volum kalkstein benyttes også til bl.a. drenering. Resten er mellomlagret i to store mellomlager i påvente av at neste delareal skulle bli ferdig oppfylt og klart til tildekking. Seksjon 6, området som er tema for denne artikkelen, er det ene av de to mellomlagrene.

Avfallets sammensetning

I Seksjon 4 og 5 ligger det en deponert gipsslurry med en mektighet på opptil 80 m. Gipsen dannes ved å blande flyveaske som filtreres ut fra røyken i forbrenningsanlegg med svovelsyre fra Kronos Titan i Fredrikstad. I asken er det kalk, og kalk og svovelsyre danner en gipsslurry med nøytral pH. Metallene i asken bindes kjemisk i gipsen, og utlekkingspotensialet er lavt. Gipsen spyles ut i deponiet gjennom store slanger og massene bygger seg opp som i en vanlig løsmasseavsetning over tid, men med høy avsetningshastighet sammenlignet med en leire- og siltavsetning etter istiden, den er mellom 50 og 70 cm pr. måned. Gipsen som er deponert på øya har litt forskjellig kjemisk sammensetning, avhengig av sammensetningen på flyveasken og deponeringstidspunkt.

Naturlig gips finnes rundt i verden som et mineral. Gipsslurrien på Langøya er å betrakte som en svært ung og ukonsolidert masse. Den er imidlertid ikke en vanlig jordart, men et industrielt

konstruert materiale. Den har vist seg å ha sprøbruddoppførsel (kvikk) under høy belastning og den har et stort setnings- og kryppotensial.

NOAH tar også imot gravemasser, slagg og sedimenter med bedre geotekniske egenskaper enn gipsen. Dette kalles fast avfall.

UTVIDELSESPROSJEKTET I SEKSJON 6

Siden deponikapasiteten raskt går mot slutten, ble det sett på alternative løsninger. Lengst sør på Langøya i Seksjon 6 var det tidligere tatt ut bergmasse ned til kote -18, og arealet ble benyttet til mellomlager for ca. 1,3 millioner tonn sprengt kalkstein. Seksjon 6 ble sett på som et mulig sted for videre berguttak.

Videre berguttak her var ikke uten utfordringer, det går blant annet to markante sprekkesoner gjennom området og tilgjengelig areal er generelt begrenset. Tiltak for å kunne oppnå et sikkert berguttak ble iverksatt. Berget var sprengt ut fra kote + 12 til kote -18 før mellomlageret ble etablert, og berget var tettet med injeksjon noen år tidligere. Bergoverflata i skjæringen var ikke sikret, den var rufsete og preget av en del løst berg. Det ble vurdert om berget kunne sikres med bolter, nett og sprøytebetong, men det ble valgt å fjerne alt løst berg ved å etablere en ny kontur. Avstanden fra ny kontur til injeksjonslinjen var minimum 2 m. Det ble utført spettrensk og spylersk etter at konturen var sprengt ut, og det ble sikret med bolter og sprøytebetong der dette var nødvendig. Konturen ble boret med c/c 0,7 m.

Før bergsikringsarbeidene og videre sprengning kunne settes i verk, var det nødvendig å fjerne den mellomlagrede kalkstein som lå på Seksjon 6. Ønsket var å forsøke å mellomlagre noe av denne oppe på gipsslurrien ved Seksjon 4. Da kunne man oppnå svært kort transport samtidig som steinen ville forbelaste gipsslurrien. Forbelastning av gipsen i seksjon 4 ville føre til setninger, og forserte setninger ville gi et tilleggsvolum for mer lagring av gips i Seksjon 4 senere. Den steinen som ikke kunne lagres på Langøya, skulle nyttegjøres som landinnvinning i Gilhusbukta på Lierstranda.

Ved flytting av den mellomlagrede kalksteinen (fra seksjon 6) til seksjon 4 dukket nye problemstillinger opp. Fyllingsnivået for gips i seksjon 4 lå godt over nivået på arealet for Seksjon 6 (kote -18) og Seksjon 5 (kote -12). De forskjellige seksjonene ble demmet opp av fyllinger av fast avfall, hhv. Crossbanevollen mot Seksjon 6 og Demningen mot Seksjon 5.



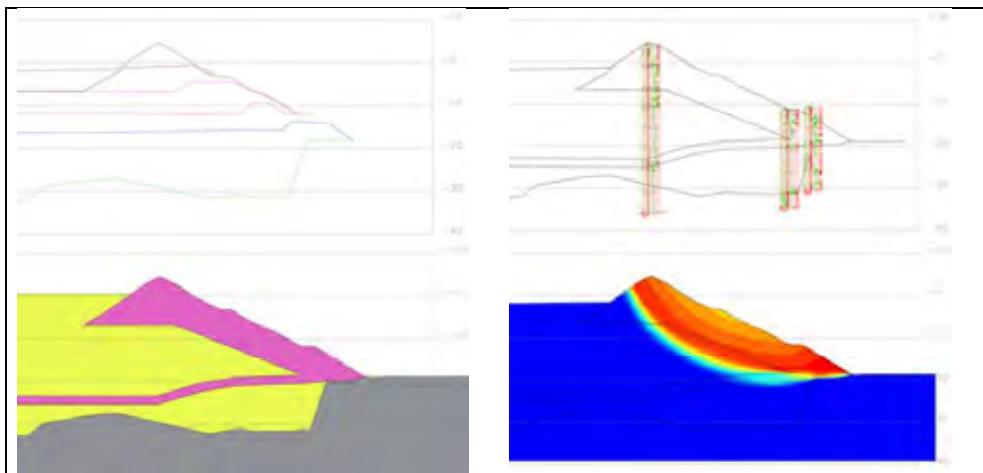
Figur 3 Inspeksjon av fjellsikring etter at deler av mellomlageret var fjernet

Sikringsarbeidet ble innledet av at topp skjæring ble rensket for løsmasser.

Både Demningen og Crossbanevollen er suksessivt oppfylt som demninger. Dette er en plasseffektiv måte å bygge på, men slike demninger er følsomme for videre belastning. Stabiliteten ble vurdert innledningsvis med konservative antagelser basert på høy grunnvannstand, grunnundersøkelser utført andre steder på øya og laboratorieforsøk av gips med annen sammensetning. Denne innledende stabilitetsberegningen viste at selv 1 m pålastning med kalkstein i seksjon 4 ga lav sikkerhet. Da ble det var nødvendig å finne frem den geotekniske verktøykassa og gå mere metodisk til verks.

Sprengningsarbeidene skulle foregå like nedenfor Crossbanevollen, og selve Crossbanevollen er delvis bygget opp av og hviler på gips med sprøbruddoppførsel, se figur 4. Det ble lagt til grunn at sprøbruddmaterialet (gipsen) kunne miste fastheten ved for store vibrasjoner og trykkløser fra sprengning.

Det ble utført grunnundersøkelser på de aktuelle stedene. Demningenes og Crossbanevollens geometri ble kontrollert mot innmålinger over flere år, og lagdelingen ble kontrollert med totalsonderinger. Det ble utarbeidet en plan for instrumentering og overvåking av poretrykk, deformasjoner og rystelser for å kunne følge opp arbeidene og overvåke effekten av sprengningsarbeidene og oppfyllingen.



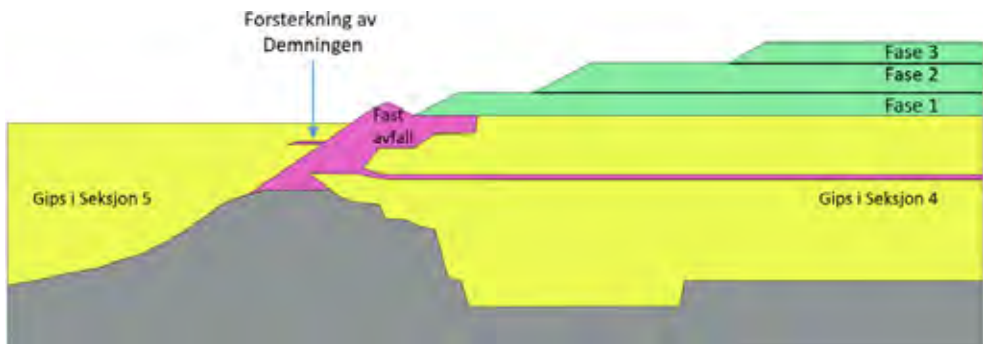
Figur 4 viser den opprinnelige geometrien ved arbeidenes oppstart ved Crossbanevollen. a) Innmålt geometri b) Fasthet dokumentert med totalsonderinger c) Tolket lagdeling d) Stabilitetsberegning med Plaxis 2D før Crossbanevollen ble forsterket med støttekonstruksjon

For å sørge for en optimal utførelse har det vært tett kommunikasjon mellom NOAH, Hæhre og NGI. NGI fikk opplysninger av Hæhre om forventet utleggingshastighet basert på hvor lang tid de brukte på å legge ut steinen på gipsen med maskinparken de hadde. Denne informasjonen ble inkorporert i beregningsmodellen slik at det ble tatt hensyn til konsolidering ved utlegging. Basert på beregningsresultatet og en forventet poretrykksoppførsel utarbeidet NGI innledende lagtykkelses og stoppkriterier. Når poretrykket eller deformasjonene har indikert at det må endres i fyllingstakten, har dette blitt gjort. Også motsatt, når poretrykket har vist gunstigere oppførsel enn forventet, har man bl.a. kunnet tillatt noe raskere oppfyllingstakt.

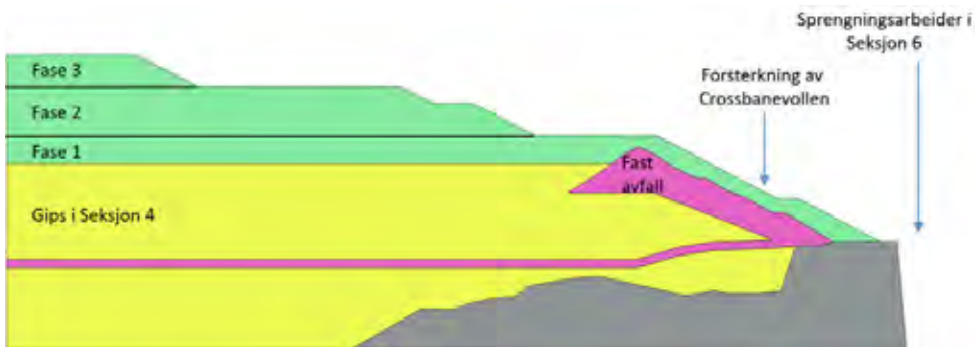
Instrumenteringen (poretrykksmålere, inklinometere, setningsmålere og rystelsesmålere) er koblet til et web-hotell slik at dette kan overvåkes med jevnlig oppdatering (hver time om ønskelig).

Basert på innledende stabilitetsberegninger ble Crossbanevollen og Demningen utvidet og forsterket, slik at den mellomlagrede kalksteinen kunne graves ut trygt fra Seksjon 6. Den ble lagt ut lagvis, og første lag hadde lagtykkelse 1,5 m basert på erfaring med hvor mye den ferske gipsen på Langøya tåler av belastning. Det ble lagt dobbel fiberduk for å øke bæreevnen før utlegging av første lag med stein. Etter at første lag gikk greit, ble det videre lagt ut i lag med en samlet tykkelse på til sammen 9 m, se *Fase 1* i figur 5, 6 og 7.

Ettersom steinmektigheten på Seksjon 4 økte og den underliggende gipsen fikk konsolidert, og evt. poreovertrykk fra tidligere pålastning fikk dissipere, kunne lagtykkelsen for den trinnvise utleggingen øke. Etter at all steinen var lagt ut lå det 29 m steinfylling oppå gipsen i Seksjon 4, altså et stort steg fra den første stabilitetsberegningen der det var utfordrende med 1 m stein. Etter utførte grunnundersøkelser var nøkkelen å ta hensyn til konsolidering av materialet og følge opp instrumenteringen under anleggsarbeidene.



Figur 5 Seksjon 4 og Demningen med utlagt kalkstein (mektighet 29 m)



Figur 6 Seksjon 4 og Crossbanevollen med utlagt kalkstein (mektighet 27,5 m). Bergskjæringen i seksjon 6 på nedsiden av Crossbanevollen illustreres til høyre i figuren.



Figur 7 Bildet viser Crossbanevollen og oppfyllingstrinnene i Seksjon 4. Poretrykksmålerene og inklinometermålepunktene er vist med røde ringer.

Sprengning og masseflytting

Bergarbeidet har bestått i:

- Det er sprengt ut nesten vertikale bergskjæringer fra kote -18 ned til kote -80 m. Skjæringene over kote -18 går opp til kote + 18, så den samlede skjæringshøyden er 98 m.
- Arealet av Seksjon 6 er på om lag 23 mål.
- På det meste ble det flyttet på 21 000 tonn hver dag og til sammen 125 000 tonn stein i uka. Til sammenligning tilsvarer dette 4166 vogntog pr. uke.
- Driftsvegen opp fra bruddet hadde stigning på 10 %
- Hver tippruck frakter 51 tonn med stein pr tur opp av bruddet.
- Sprengningsarbeider har foregått like inntil Crossbanevollen og det har vært stort fokus på stabiliteten av selve Crossbanevollen og oppfyllingen bak den, med tanke på sikkerheten til de som arbeider nede i bruddet.
- En del av steinen som er tatt ut er midlertidig lagres oppe på gipsen i S4. Til sammen er det det fylt kalkstein med en samlet mektighet på 29 m midt på arealet for Seksjon S4.
- En stor del av massene, til sammen 3 millioner tonn, skal også skipes til Gilhusbukta på Lierstranda.

Da det gjensto 2 salver nede i bruddet, gikk en mindre del av anleggsveien ut i skjæringen. Det ble besluttet at det ikke var lønnsomt å reetablere en sikker adkomst for tunge maskiner for å drive ut og frakte bort så lite masse som da sto igjen. Maskiner og utstyr ble heist opp av gropa, forbi utglidningen og masseflyttingsarbeidet fra gropa ble avsluttet.



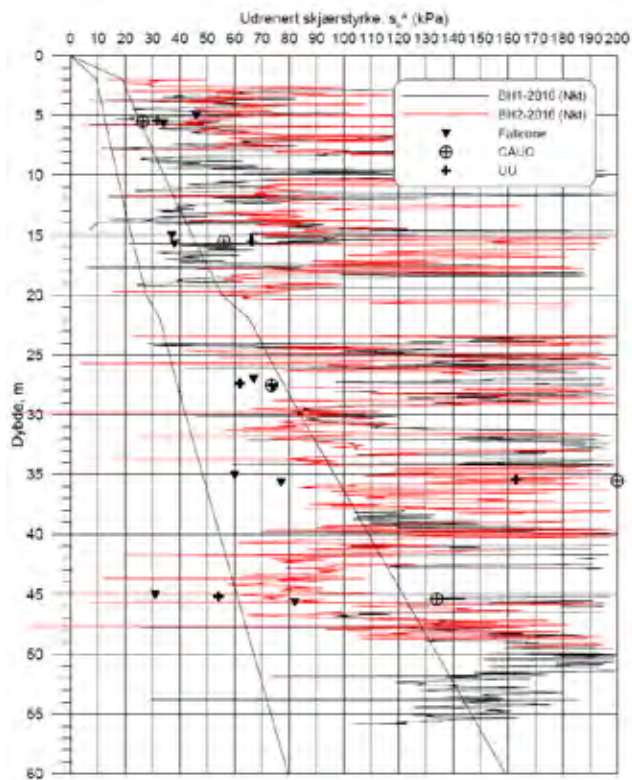
Figur 8 Overblikk over bruddet, våren 2019

INSTRUMENTERING OG GRUNNUNDERSØKELSER

Laboratorieundersøkelser

Gipsens geotekniske materialegenskaper varierer avhengig av sammensetning. Den er et kunstig materiale, hvor asken kan variere over året, både i sammensetning og volum. Dette gjenspeiler seg i gipsslurrien som får varierende kornstørrelse, vanninnhold, porøsitet, styrke og setningsegenskaper.

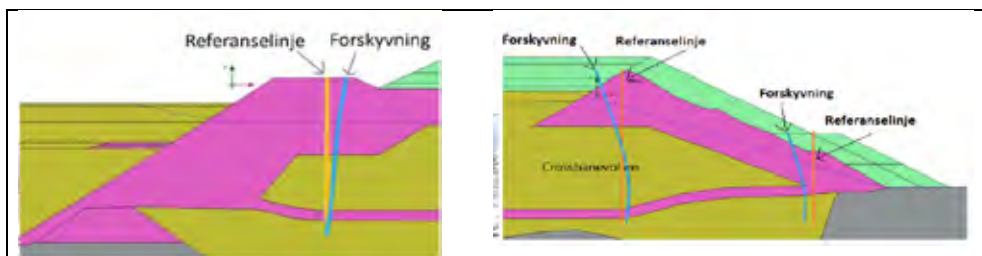
Gjennom årene har det vært gjennomført en rekke laboratorieforsøk på gips fra Langøya. Det dreier seg om gips slik det ble deponert i Nordbruddet på 1990- og 2000-tallet, og gips deponert senere med ulike innblandinger. I de siste årene har det også vært gjennomført en del laboratorieforsøk på gips fra Sydbruddet. Korngraderingen viser at gipsen kan klassifiseres som en silt med sprøbruddegenskaper (kvikkgips?), og vanninnholdet er høyt (målt mellom 50 og 220 %, *NGI (2016)*). I tillegg til klassifikasjonsforsøk har forsøkene i første rekke inkludert treaksiale styrkeforsøk (CAU, UU) og ødometerforsøk (CRS) med krypmålinger. Forsøkene viser at gipsen har relativt stor udrenert styrke (normalisert styrke $\sigma_c/\sigma_{ac'} > 0.5$), men at det er noe forskjeller mellom gipsblandingene. Gipsen ser ut til å dilatere ved små tøyninger, men ved større tøyninger mister den styrken, er å betrakte som "kvikk". Ødometerforsøkene viser at gipsen er meget setningsømfintlig, både mht. konsolideringssetninger og kryptsetninger. Den er dog relativt permeabel, noe avhengig av hva slags "tilsetninger" gipsen har, naturlig nok.



Figur 9 Sammenstilling av udrenert skjærfasthet basert på laboratorieundersøkelser og trykksonderinger, NGI (2016)

Instrumentering

Det er installert til sammen 6 poretrykksmålere og 2 automatiske inklinometere i Demningen og Crossbanevollen. Inklinometrene har måleintervall på hver 0,5 m.



Figur 10 Plassering av inklinometere i Demningen og Crossbanevollen. Forskyvningsretningen er vist med blått.

Spredt utover fyllingsarealet er det satt ut til sammen 7 setningsplatemålere som registrerer setningene under oppfyllingen. Målerne er beskyttet av kumringer som er lagt ut underveis i takt med oppfyllingen. Rystelser fra sprengning er logget med rystelsesmålere og brukt til salveplanleggingen underveis.

MODELLERING

Stabilitet

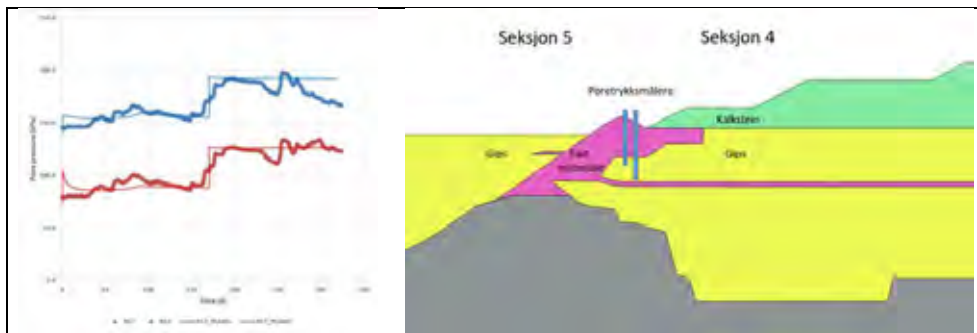
Innledningsvis ble det er forsøkt utført beregninger av stabiliteten av dammene med grenselikevektsmetoden (LEM). Ved pålastning og påfølgende drenering øker imidlertid styrken til gipsen. Dissipasjon av poretrykk og konsolidering etter pålastning fører til økt styrke av gipsen og det ble essensielt å ta hensyn til dette. Stabilitet av oppfyllingen er beregnet med elementmetodeprogrammet Plaxis 2D i en plan tøyningsstilstand for beregning av deformasjoner og brudd i geomaterialer for et representativt tverrsnitt gjennom hver av de to fyllingene, Crossbanevollen og Demningen.

Plaxis har følgende egenskaper som gjør det spesielt egnet for denne type beregninger:

- Programmet kan ivareta komplekse geometrier med varierende lagdeling og styrke
- Geometrien kan bygges opp i faser slik at spenningsendringer kan følges gjennom ulike konstruksjonsfaser / oppfyllingstrinn.
- Beregning av spenningstilstand gitt av jordas egenvekt (gravitasjon) og påførte laster.
- Konsolideringsanalyser for beregning av poretrykk og dissipasjon av poreovertrykk (dvs. at overtrykket forsvinner) over tid.
- Beregning av grunnvannstrømning
- Beregning av sikkerhetsfaktor (materialfaktor), ved at styrken til materialet gradvis reduseres inntil brudd oppstår (c- ϕ reduksjon).

Stabilitet av fyllingene er avhengig av skjærfastheten til materialene. I tillegg er materialets evne til å drenere bort vann og poreovertrykk fra overlaging avgjørende for hvilken skjærfasthet materialet har.

For å ivareta lokal stabilitet, måtte fyllmassene legges lagvis. Tykkelse på lagene er beregnet med elementanalyser hvor hvert lag påføres udrenert, men med tid til konsolidering mellom hvert lag. Det er fra entreprenøren antatt at det tar 30 dager å legge et lag over hele Seksjon 4 og dette tidsestimatet er brukt i konsolideringsanalysene. Siden gipsen får økt styrke etter hvert som den konsoliderer, kan lagtykkelsen gradvis økes.



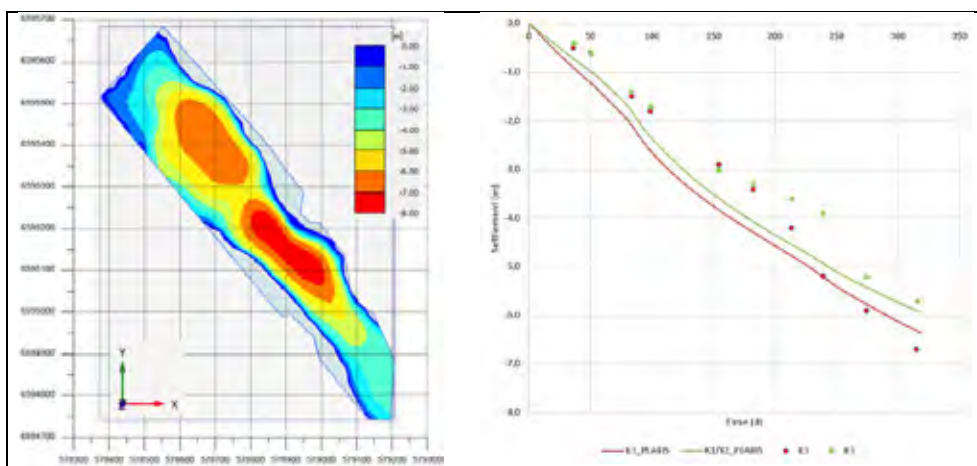
Figur 11 Poretrykksutviklingen er modellert i Plaxis 2D og sammenlignet med faktiske målinger for to poretrykksmålere i Demningen. "Hoppet" midt i figuren representerer et byggetrinn. Målte verdier stemmer rimelig godt overens med modellerte spenninger.

Gipsen er mindre drenerende enn fyllingsmassene i demningene (fast avfall). Under pålastning bygges det da opp et poretrykk i materialet fordi vannet ikke har tid til å drenere bort. Med tiden vil dette poretrykket dissipere og materialets permeabilitet er avgjørende for hvor raskt dette skjer. I stabilitetsberegningene er gipsen antatt udrenert, og udrenert skjærfasthet (s_u) er

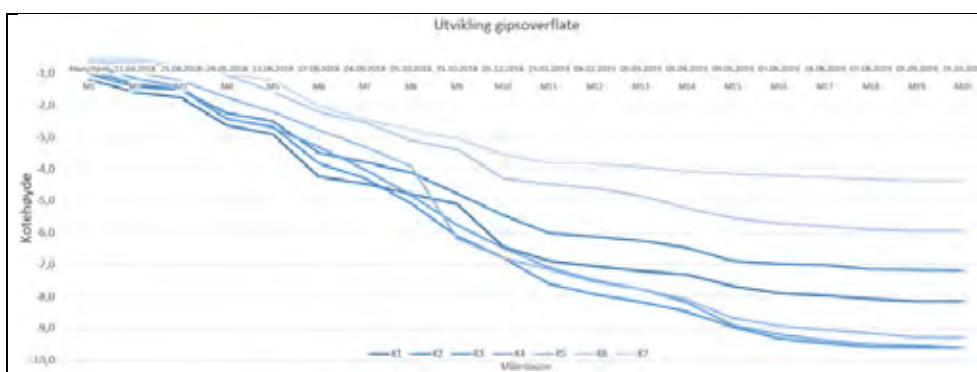
benyttet i en totalspenningsmodell. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhetsfaktor mot brudd er det i ulike konstruksjonsfaser tatt hensyn til dissipasjon av poretrykk og konsolidering, som gir økt udrenert skjærfasthet. Effekten av konsolidering er tatt hensyn til gjennom en materialmodell som regner skjærfasthet som funksjon av midlere effektivspenning (σ_m').

Setninger

Ofte er det ønskelig med små setninger. På Langøya betyr imidlertid mer setninger en lenger levetid for deponiene og det er derfor ønskelig å minske usikkerhetene knyttet til dette. Det er utført setningsberegninger både i Plaxis 2D og Plaxis 3D. Gipsen er et ungt og kunstig materiale og er som nevnt setningsømfintlig, både for primær- og sekundærsetninger (kryp). Overgangen mellom primær- og sekundærsetning har vært utfordrende å detektere. NGI har beregnet en totalsetning mellom 8 og 12 m setning avhengig av 2D og 3D-geometri og antatt bergoverflate. Primærsetningene er forsert og det er målt nesten 9 m setning på det meste per nå, og kryptsetningene pågår fortsatt (dog med minket intensitet ift. tidligere, se figur 13).

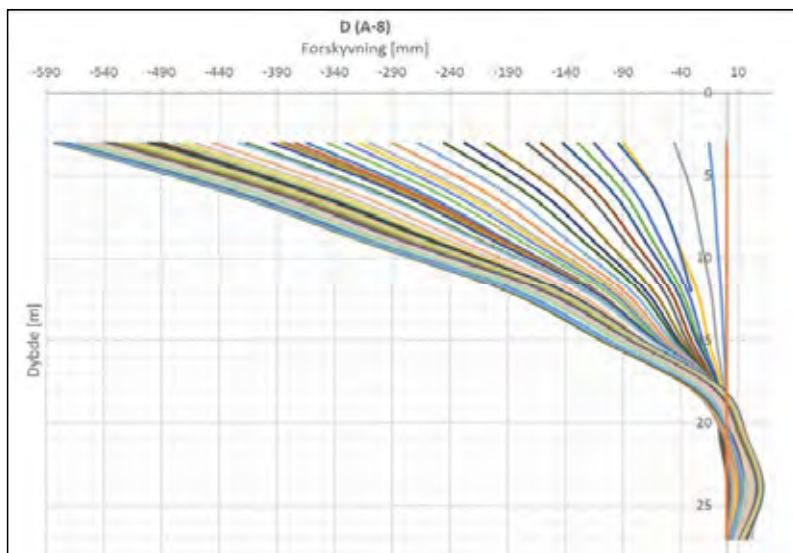


Figur 12 a) Setningsberegninger i Plaxis 3D b) Setningsberegninger i Plaxis 2D sammenlignet med setningsmålinger



Figur 13 Målte setninger fra de syv setningsmålerene i Seksjon 4. Variasjonen skyldes delvis forskjellig belastning av kalkstein, men største påvirkning kommer trolig av dybden til berg som varierer i Seksjon 4.

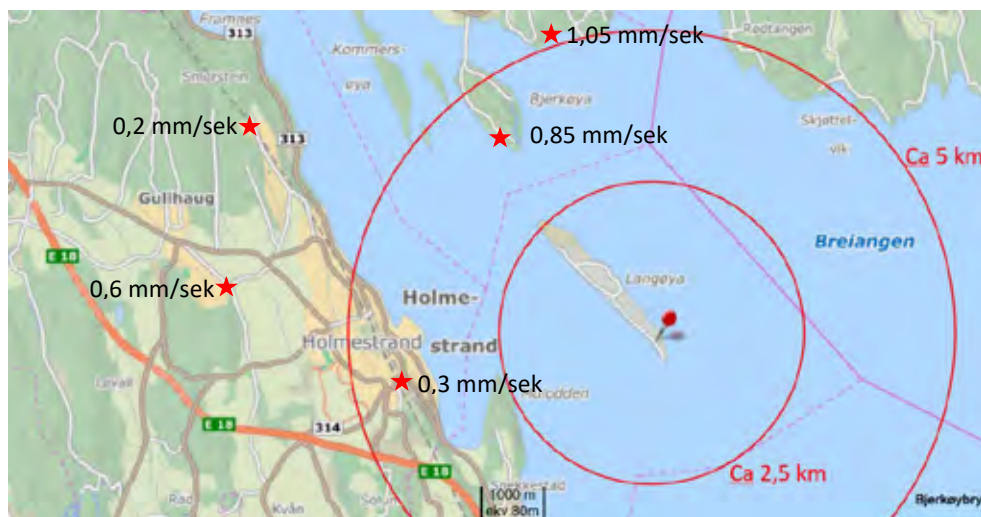
Deformasjonene i demningene har også blitt store etter hvert som pålastningen har økt. I demningen mot seksjon 6 er største deformasjon tilnærmet 0,6 m, se figur 14. Inklinometeret står ikke fast mot berg i bunnen. De største deformasjonene er registrert i toppen av denne demningen, ved berg er de vesentlig mindre, i størrelsesorden 10 cm.



Figur 14 Målte deformasjoner i inklinometer i demningen mot seksjon 6.

OVERVÅKNING AV RYSTELSER

NOAH og Hæhre har hatt kontinuerlig overvåkning av rystelser. Det er både av hensyn til naboer i området og for sikkerheten til de som arbeidet nede i bruddet. Det ble plassert ut 4 målere på Langøya fra august 2018 og 5 målere på fastlandet rundt øya. Rystelsesmålingen er utført av ProTech Consult.



Figur 15 Overvåkning av rystelser rundt Langøya

Grenseverdien i demningen som lå like over bruddet var beregnet til 25mm/sek. For hus fundamentert på løsmasse og fjell var grenseverdiene henholdsvis 15 mm/sek og 30 – 50 mm/sek. Høyeste målte rystelse i demningen ble registrert til 19 mm/sek. På bebyggelsen rundt øya ble det registrert opp til 1,05 mm/sek.

OPPSTART AV DRIFT I UTVIDET BRUDD

Innfylling av gips startet i juli 2019, og med det er den nye Seksjon 6 satt i drift. Med det frigjorte volumet i seksjon 6 har levetiden for Norges eneste deponi for farlig avfall blitt utvidet fra 2022 til 2024.

KILDER

NGI (2007) "Rapport 20061245-1, NOAH Langøya – Miljøriskovurdering av gipsdeponering over kote 0 i Nordbruddet"

NGI (2016) "Rapport 20160069-01-R, Langøya – Geotekniske undersøkelser Sydbruddet, Geotekniske egenskaper i gips i Sydbruddet"

NGI (2017) "Teknisk notat 20170818-02-TN rev. 1, Stabilitet av Demningen og Crossbanevollen"

NGI (2018a) "Teknisk notat 20170818-03-TN rev. 1, Arbeidsbeskrivelse utførelse – Oppfylling S4"

NGI (2018b) "Teknisk notat 20170818-04-TN, Arbeidsbeskrivelse utførelse – Oppfylling S4 Fase 2"

NGI (2019) "Teknisk notat 20170818-05-TN, Arbeidsbeskrivelse utførelse – Oppfylling S4 Fase 3"

Paradigmeskifte på hydrogeologiske undersøkelser i samferdselsprosjekter – et eksempel fra Fornebubanenprosjektet

Paradigm shift for hydrogeological investigations in infrastructure projects – an example from the Fornebubane project

Dr. Jürgen Scheibz, Multiconsult Norge AS

SAMMENDRAG

Hydrogeologiske undersøkelser er fortsatt utført fra et geoteknisk perspektiv, noe som forhindrer utnyttelsen av de hydrogeologiske metodenes potensial. Dette strekker seg fra feltundersøkelser til sammenhengen i empirisk analyse og numerisk analyse som kan gi det et mer passende svar for relevante prosjektproblemer. I Fornebubane prosjektet har vi implementert «state of the art» metoder og GIS basert arbeidsflyt for å takle de mulige svakhetene med dette perspektivet noe som anses som et paradigme skifte.

I Fornebubanen er det utført utallige hydrogeologiske undersøkelser fra borehull, packertest til pumpetester og geofysisk borehulls logging. I tillegg er omfattende dataunderlag fra involverte fagfelt tilgjengelig i prosjektet, fra laboratorietester til fjernmålingsdata.

GIS er implementert som fundament i selve arbeidsflyten for å handtere og analysere disse dataene og dens komplekse samhandlingen. Neste steget var å simulere ulike scenarier ved å utnytte dette datagrunnlaget i 2-dimensjonale hydrogeologiske modeller i de valgte områdene. Disse scenarioene var knyttet til behovet for vanntett støp av tunnel og stasjon sett i et langtidsperspektiv for grunnvannspåvirkning. På grunn av de marine leiravsetningene som er typisk for blant annet Oslo området og derav Fornebubanen, så er grunnvannsnivået i de sensitive leirmassene ansett å være kritisk for setninger under omkringliggende infrastruktur.

I områder med spesielle ingeniørmessige utfordringer slik som store bygge grøper og/eller nære omkringliggende infrastruktur, er 3D-baserte hydrogeologiske modeller utviklet for å assistere og beregne mulige konsekvenser av grunnvannssenkning. Dette er gjort i et risikohåndterings- og kostnads beregnings-formål og for å simulere effektene av tiltak slik som kunstig vanninfiltrasjon. Denne artikkelen konkluderer med tekniske muligheter basert på nyeste utvikling og effektive bruksområder for eksisterende teknologi.

SUMMARY

Hydrogeological investigations are still carried out under a geotechnical point of view, not utilizing the potential of hydrogeological methods. This ranges from suboptimal field investigations to the preference of empirical analytical relationships over numerical modelling to give the most suitable answers to project relevant problem formulations. Within the Fornebubane project, we have implemented state of the art methods and GIS based workflow to overcome this dogma and therefore think of our approach as a paradigm shift.

In the project, numerous hydrogeological investigations were carried out in the boreholes, from packer testing to pumping tests and geophysical borehole logging. In addition, extensive data from the adjoining disciplines were available in the project, ranging from laboratory results to remote sensing data.

In order to utilize this data a GIS workflow was implemented to manage and analyze this data, as a basis for the complex design challenges. In a next step the data acquired in the GIS database was used for 2D hydraulic modeling in selected areas to simulate possible scenarios related to the need for “waterproof sealing” of the tunnel and stations with regard to possibly long term impacts of the groundwater level changes. Due to the postglacial sedimentary fill in the Oslo field, and therefore along the Fornebubanen, the groundwater level in the sensitive masses (clay) are assumed to be critical for settlements along buildings and infrastructure.

In areas with special design engineering challenges as large excavations or vicinity to critical infrastructure, 3D hydraulic models were (and are) developed to assess and quantify answer the possible consequences of groundwater lowering in terms of risk assessment and resulting costs and to simulate the effects of counter-strategies such as infiltration.

The article concludes with prospective technical possibilities based on recent developments and effective application of existing technologies.

INTRODUCTION

The objective of hydrogeological investigations within the Fornebubane project is typical for infrastructure projects in the bigger Oslo area, and include:

- Mapping of settlement sensitive areas and input to subsequent risk analyses based on possible damages related to the construction activity (carried out with the help of hydraulic modelling)
- Influence of groundwater changes in areas with occurring sensitive clays
- Infiltration strategies to avoid irreversible settlements and eventual settlement damage at buildings
- Hydraulic properties of rocks, especially fracturing zones and faults to assess possible tunnel construction. This is ultimately used to assist the projecting of grouting quantities and –strategies
- Hydraulic properties of the moraine layer between the overlaying clays and bedrock below. While only being a couple of meters thick this layer is assumed to be critical in terms of inducing settlements in the clay above.
- Groundwater changes (drawdown) related to the design of excavations and drainage solutions

Hydrogeology as a separate discipline within infrastructure project is a recent development in Norway, where it has been mainly seen as a side-topic within geotechnical engineering. Consequently, field investigations, data analysis and modelling has been carried out from a geotechnical point of view. Despite of profound “best practice” reports in the early 2000s (Karlsrud et al., 2003; Lindstrøm and Kveen, 2005) pointing out the importance of numerical simulations the final assessment is mainly expressed analytically as an empirical relationship based on works from NGI in the early 1990ies (Karlsrud, 1983, 2000). These works establish a (linear) relation between pore pressure reduction and influence area/leakage into the tunnel (see Figure 1).

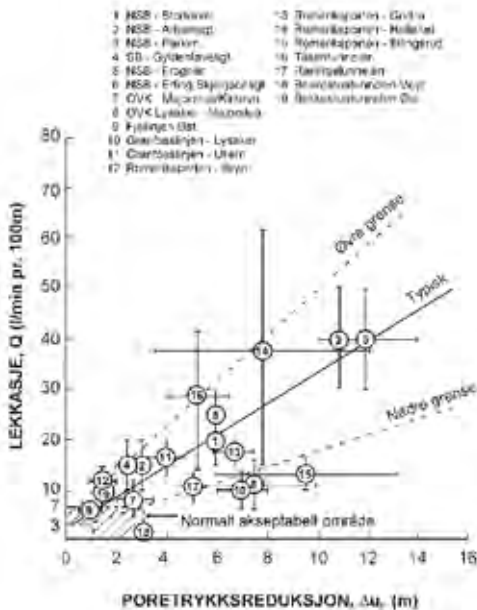


Figure 1: Correlation between pore pressure reduction Δu_F (m) above existing tunnels, and leakage rate, Q (in l/min./100 m), (Lindström and Kveen, 2005)

While the importance of this pioneering work is without doubt it should also be considered that (field) investigations methods and numerical modelling tools have developed significantly, and assessments that are more precise can be made, provided that these tools are used.

As a standard method to test hydraulic properties in the field, short term packer testing (a constant head test carried out in an isolated part of the borehole using pneumatic packers) is carried out, mainly under drilling. While packer testing is very useful to estimate the rock's properties in terms of grouting the value for hydrogeological assessment is very limited.

The challenge with these investigations are twofold and related to methodological and test design constraints.

- Unknown borehole geometry and distribution of fracture zones, resulting in an average hydraulic conductivity
- Conduction of tests as originally suggested by Lugeon (1933), intended for (alpine) dam investigations
- Most investigations are executed as single load tests with water injection times between 5-10 minutes, and not in accordance with the Norwegian standard or adapted to modern geotechnical practices (Standard Norge, 2012 and references within). The latter recommend the application of 3-5 load tests with different (increasing-decreasing) pressure stages to assess the hydraulic regime in the borehole (see Figure 2).

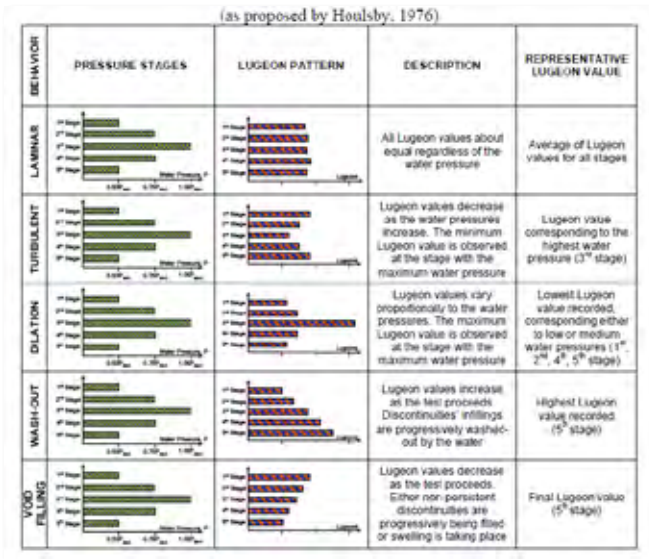


Figure 2: Interpretation guideline for multiple pressure stage packer testing (Quiñones-Rozo, 2010)

To overcome these limitations we have introduced a complementary hydrogeological-geophysical approach for field testing. Results were further used for hydraulic modelling.

To manage the excessive amount of data we have chosen a GIS substituting the still popular use of CAD-based platforms as a tool to manage geospatial data and produce maps.

HYDROGEOLOGICAL INVESTIGATIONS

In addition to standard investigations (“packer testing”) in the early stage of the project, a combined hydrogeological-geophysical approach was implemented eventually. Due to limitations and uncertainties with packer testing we carried out pumping tests along 12 groundwater wells to assess the hydraulic conductivity instead. For this purpose we designed and customized a fully ventilated pumping-test trailer (see , including a digital controlling system which can be controlled by GSM (including data retrieval and warning messaging related to the operations) making the presence of as field crew during testing obsolete. The test equipment can be run under 220 V to comply with environmental requirements, but also contains a low noise level aggregate and an external fuel supply enabling up to 48 h of continuous testing without refueling. We therefore refer to this system as autarkic and consider pumping tests a cost effective alternative to other hydraulic tests.



Figure 3: Pumping test trailer during fieldwork on Fornebu (summer 2019)

To optimally design and carry out the pumping tests well logging was carried out along the wells beforehand. Based on acoustic televiewer and flowmeter measurements fracture zones and their aperture were mapped and hydraulic relevant discontinuities determined (see Figure 4)

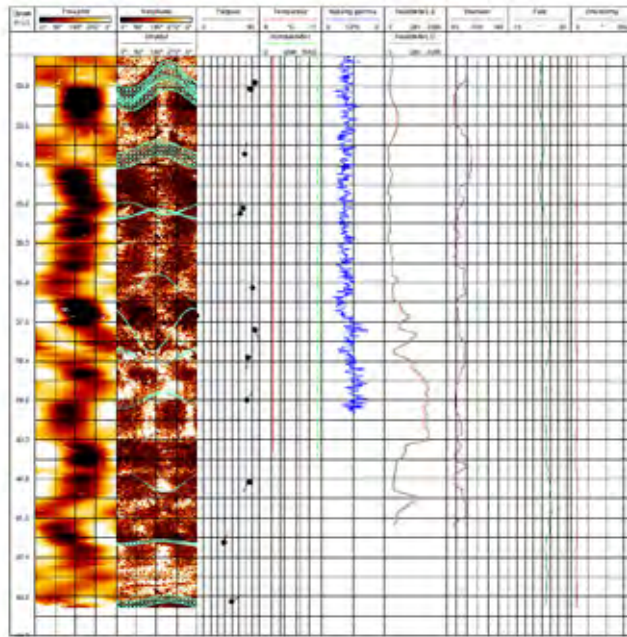


Figure 4: Example from well logging along Fornebubanen

The follow-up pumping tests were carried out according to best practice. Initially a step-draw test is carried out (short term pumping tests with different pumping rates to determine the wells capacity, in total 4-8 hours), followed by a recovery test and a constant rate test (up to 60 hours, depending on the wells capacity), see for example Figure 5. For a more detailed description of pumping test, see Krusemann and de Ridder (1990).

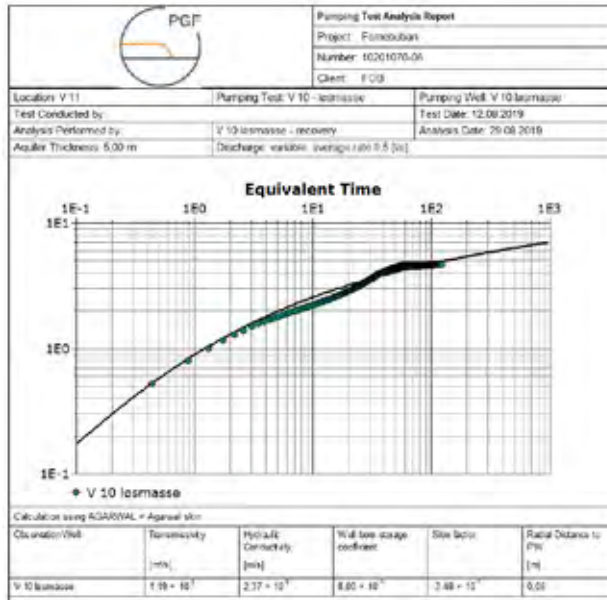


Figure 5: Example from a recovery test along one of the wells along Fornebuåsen

The results for the pumping revealed k -values for the sedimentary layer between 2.10×10^{-5} to 2.10×10^{-6} m/s while the sedimentary bedrock has a slightly broader spread between 10^{-7} to 10^{-9} m/s.

MONITORING

For the purpose of monitoring of pore pressure changes along the line extensive network of 142 electrical piezometers were installed (in sediment and bedrock) with real time data collection, implemented in a web based user interface, established by Geodata AS. This data helps to develop a deeper understanding of the annual variations of the groundwater along the line and is used for the calibration of hydraulic models. It will also be very useful under construction for the assessment of pore pressure changes, which, provides a sound decision base for countermeasures within a short time span.

Despite of higher installation costs, the advantage in comparison to hydraulic piezometers is obvious: continuous and densely sampled data series without any data gaps and no additional costs for field measurement campaigns, resulting in lower long term costs.

GIS

Extensive data has been acquired during ground investigations for big infrastructure projects, ranging from laboratory tests to drillings (used to calculate sediment thickness maps) and remote sensing data as InSAR, in addition to a wide range of base maps, which are available to a big extent as free WMS services. To manage, visualize and further analyze this data we implemented a GIS-based platform (ArcGIS Pro, see Figure 6). One of the major applications was the synoptic assessment and classification of sensitive areas, which were further

investigated in terms of numerical modelling and final for grouting design and risk assessment of possible costs related to settlements

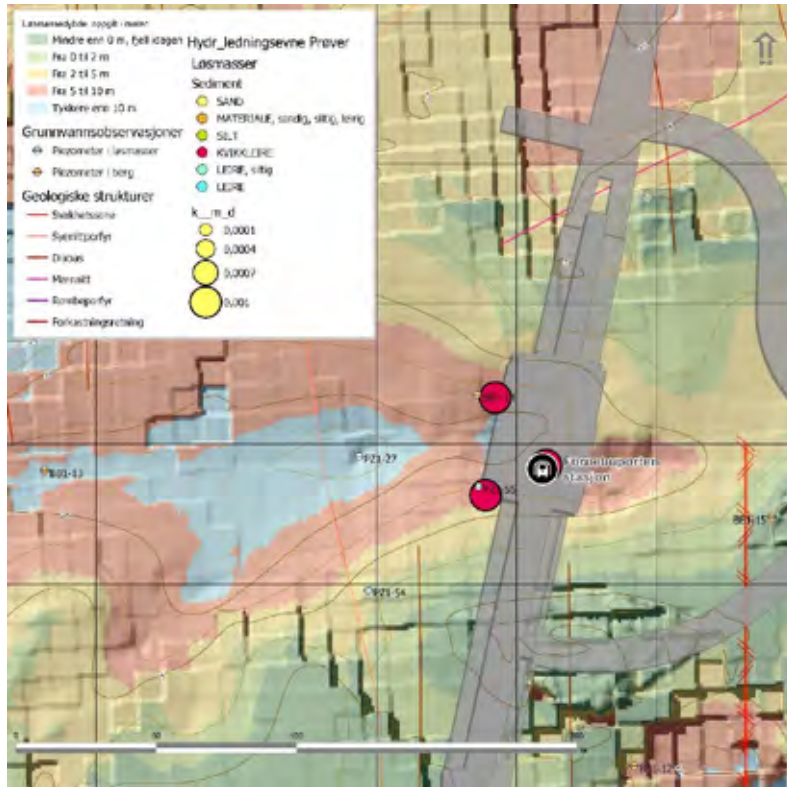


Figure 6: Example for data managed in GIS, for details see legend

HYDRAULIC MODELLING

As a final step a quantitative tool for the subsequent risk assessment, 2D and 3D hydraulic modelling was (and is) carried out. While the 2D modelling approach is sufficient as approximation to less complex settings, 3D models have to be built for areas with critical infrastructure and complex hydrogeological conditions, for example for Lysaker station (see Figure 7). For the 3D transient hydraulic modelling the project group is using the finite element software FEFLOW v.7.2 (see Diersch, 2013) by DHI which is an industry standard. In contrast to the widely used finite difference Modflow software (Harbaugh, 2005) FEFLOW can handle complex underground geometries as it is the case with the planned stations and associated staircases/shafts. As input parameters, data from the GIS database and the BIM model were

used, to build up the concept model and define hydraulic properties and boundary conditions.

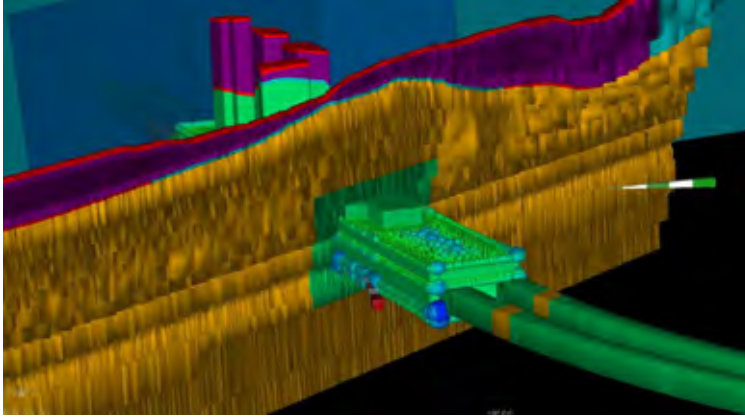


Figure 7: Clipping of the 3D Lysaker groundwater model, considering faulting zones and the geometry of the planned station

It is well known that the limiting factor for 3D models are the amount of calibration points and uncertainty related to the lack of ground investigations. While a lot of ground investigations are available along the line this is not the case for the bigger modeling domain. Despite these limitations, the different simulated scenarios resulted in an acceptable RMS error between 2-3. Currently this model is used for further assessment in terms of groundwater drawdown over time, based on different design choices, grouting requirements and resulting settlements, if any.

THE ROAD AHEAD

While common borehole geophysical logging methods (e.g.: Televiewers, Gamma, Resistivity, etc.) are getting successively a standard in ground investigations, these tools are still underutilized. Based on the complementary analysis of tools as (full waveform) Sonic and Density geotechnical relevant parameters could be derived (e.g.: blasting design). Among others the most relevant are:

- Uniaxial compressive strength (see e.g. Peng&Zhang, 2006 or Sharma&Singh, 2008)
- Shear- and Young's modulus, Poisson ratio (see Yilmaz, 2015)
- Porosity (e.g. McNally, 1990)

While not substituting lab measurements these logs give continuous information along the whole borehole and, as a consequence, borehole logging could minimize intensive core logging to areas with project relevant structural geological and geotechnical properties, optimizing costs and resources.

In terms of GIS as a platform for the hydrogeological workflow, we are in the process, as a logical next step, of developing a GIS based multicriteria decision analysis¹ resulting in an Hydrogeotechnical Susceptibility Index (HGSi). This will build up on the experiences made from existing risk analyses from different infrastructure projects.

Key aspects related to the GIS assessment are:

¹ With a multicriteria decision analysis we refer to a collection of methods and tools for transforming and combining datasets to obtain information for decision making

- Optimization of input data flow from a geotechnical database, architecture of datasets, ranging from laboratory data to WMS-services.
- Suitability mapping defining decision rules, criteria, standardization and weight assessment (see Figure 8) resulting in a sensitivity analysis to assess uncertainty
- Further ahead: Testing of artificial neural network (ANN) capabilities within ArcGis Pro to compare statistical versus data mining approaches

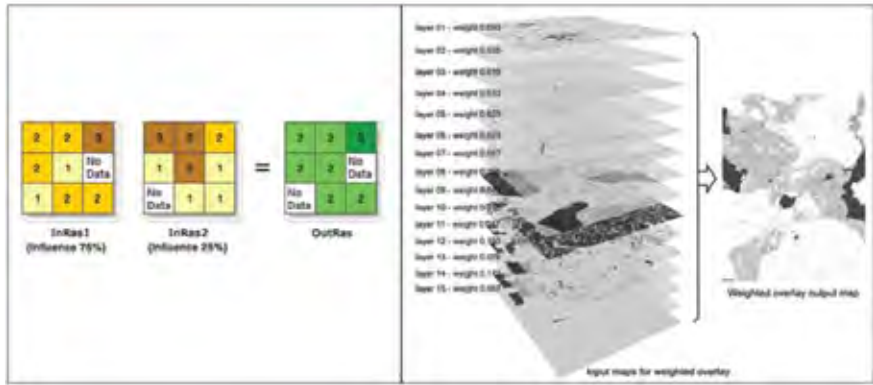


Figure 8: Principle a weighted overlay analysis (source: ESRI)

Another key aspect is the integration of GIS models into BIM applications and essential for a superordinate assessment, for example for geotechnical projecting.

At last monitoring data, being of great use for the calibration of transient hydraulic models and observation of long-term groundwater changes. While the data is compensated for barometric pressure (at ground level) there are still some unknowns related to the source of transient piezometric changes in terms of barometric effect in the aquifer, tidal influences and anthropogenic influences (see Alexandrov and Vesselinov, 2014; Halford et al., 2012).

REFERANSER

Alexandrov, B. S., & Vesselinov, V. V. (2014). Blind source separation for groundwater pressure analysis based on nonnegative matrix factorization. *Water Resources Research*, 50(9), 7332-7347.

Diersch, H. J. G. (2013). *FEFLOW: finite element modeling of flow, mass and heat transport in porous and fractured media*. Springer Science & Business Media.

Halford, K., Garcia, C. A., Fenelon, J., & Mirus, B. B. (2012). Advanced methods for modeling water-levels and estimating drawdowns with SeriesSEE, an Excel add-In (No. 4-F4). US Geological Survey.

Harbaugh, A. W. (2005). *MODFLOW-2005, the US Geological Survey modular ground-water model: the ground-water flow process* (pp. 6-A16). Reston, VA: US Department of the Interior, US Geological Survey.

Karlsrud, K. (1983). Drenasje og setningsproblemer i forbindelse med fjelltunneler i Oslo-området. Publikasjon-Norges Geotekniske Institutt, (147), 1-14.

Karlsrud, K. (2000). Metodikk for bestemmelse av setningspotensial og lekkasjekrav i urbane områder. – I: Fjellsprengningsteknikk, bergmekanikk, geoteknikk 2000, s. 24.1 – 24.19. Norsk jord- og fjellteknisk forbund,

Karlsrud, K., Erikstad, L. and Snilsberg, P. (2003). Requirements concerning tunnel leakages and environmental aspects. SVV Teknologivdelingen rapport nr 103, 103 p

Kruseman, G.P. and N.A. de Ridder, 1990. Analysis and Evaluation of Pumping Test Data Second Edition (Completely Revised) ILRI publication 47. Intern. Inst. for Land Reclamation and Improvements, Wageningen, Netherlands, 377 p.

Lindstrøm, M., & Kveen, A. (2005). Tunnel investigation and groundwater control, SVV Teknologivdelingen rapport nr 107, 39 p.

Lugeon, M. (1933). Barrages et géologie (No. BOOK). libr. de l'Université.

McNally, G. H. (1990). The prediction of geotechnical rock properties from sonic and neutron logs. Exploration Geophysics, 21(2), 65-71.

Peng, S., & Zhang, J. (2007). Engineering geology for underground rocks. Springer Science & Business Media.

Quiñones-Rozo, C., 2010. Lugeon test interpretation, revisited. In: Collaborative Management of Integrated Watersheds, US Society of Dams, 30th Annual Conference, S. 405–414.

Sharma, P. K., & Singh, T. N. (2008). A correlation between P-wave velocity, impact strength index, slake durability index and uniaxial compressive strength. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 67(1), 17-22.

Standard Norge, 2012. Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser Hydraulisk prøving Del 3: Vanntapsmåling i berg (ISO 22282-3:2012).

Walthall, S, 1990. Packer testing in geotechnical engineering, Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, 6, 345-350, 1990.

Yilmaz, Ö. (2015). Engineering seismology with applications to geotechnical engineering. Society of Exploration Geophysicists.

UTFORDRINGER MED VANN I UNDERGRUNNSPROSJEKT I URBANE OMRÅDER

Er det mulig å unngå setningsskader?

Kristin H. Holmøy, Jenny Langford, Tom Frode Hansen, Karl Gunnar Holter, Kjell Karlsrud, Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

Norske grunnforhold med leirfylte dyprenner medfører fare for setninger og dermed skade på bebyggelse i områder over undergrunnsanlegg. Det har over flere 10-år vært fokus på å redusere faren for setninger ved hjelp av berginjeksjon. I artikkelen er datagrunnlaget som ble laget i forbindelse med FoU-prosjektet Miljø- og samfunnstjenlige tunneler oppdatert med nyere tunnelprosjekter (Karlsrud et al., 2003). Flere oppdaterte figurer blir presentert og diskutert. Innhenting av data har vært utfordrende, og det viser seg at det ved flere tunneler er vanskelig å få tak i relevante data. Det blir pekt på flere områder hvor det er behov for videre forskning og forbedringer. Hovedkonklusjonen er at det vil være mulig å redusere faren for setninger betraktelig om man setter strengere krav til innlekkasje der det er behov, både i tunneler og byggegrøper. Dette medfører behov for å forbedre utførelsen og oppfølging av vannmålinger, injeksjonsutførelsen, kunnskap om hvor injeksjonsmassen ender opp i berget, samt øke kvaliteten på innsamlet datamateriale slik at man har et nødvendig grunnlag for videre forskning. For å få til dette er det nødvendig at ingeniørgeologer, hydrogeologer og geoteknikere samarbeider i større grad enn det som har vært vanlig frem til i dag.

SUMMARY

Norwegian ground conditions with hard bedrock underlying soft marine clay deposits are challenging with respect to risk of settlements caused by groundwater leakage to rock tunnels and deep excavations. Settlements in clay-filled depressions and damages of nearby buildings have historically been very challenging and is one of the main risks associated with future upgrading of infrastructure in Oslo. In this paper data from tunnels completed after 2003 have been added to the existing database from the R&D project "Tunnels for the Citizens" (Karlsrud et al., 2003). The work carried out to collect data for this study has been challenging as it has not been possible to find all the relevant information needed. One of the main findings is that stricter leakage limits must be set, to both tunnels and deep excavations to avoid settlements. In addition, improvements are needed in techniques for water leakage measurement, improving methods and procedures for pregrouting and knowledge of the spatial distribution of the grouting material. To ensure necessary data-collection for future research it is important to increase the quality of collected data. To avoid settlements improved collaboration between geotechnical engineers, hydrogeologists and engineering geologists is needed.

INTRODUCTION AND BACKGROUND

Norwegian ground conditions with soft marine clay deposits overlying hard bedrock are challenging with respect to risk of groundwater leakage to rock tunnels and deep excavations, which can cause severe settlements. Even small water inflow can cause considerable pore pressure reduction at bedrock level in the confined aquifers between the bedrock and soft clay. This will initiate a consolidation process in the clay, which can cause large settlements damaging overlying structures, buildings and infrastructure.

An increasing growth of population in the cities will require an increased need for upgrading of infrastructures, such as road-, railway-, and subway tunnels. These projects will pose challenges in avoiding consequences related to water inflow. In addition to underground rock tunnels, deep excavations will be necessary at stations and tunnel openings. The new tunnels will be built in areas already influenced by existing tunnels, where current drainage has caused settlements and thereby increased the risk associated with new projects. These conditions will result in even stricter requirements on inflow limits to avoid damage, which in turn will require improved performance pre-excitation grouting (pregROUTING) procedures.

Increased focus on pregROUTING was the focus in the Norwegian research programmes "Tunnels for the citizens" (Lindström and Kveen, 2005), and True Improvement in Grouting High pressure for Tunnelling (TIGHT). The latter project was completed in 2018 and had main goal to increase the understanding of rock mass grouting (Strømsvik, 2019). Another, still ongoing R&D program, "BegrensSkade/REMEDY" has the aim to reduce the risk of damage to neighbouring buildings and structures caused by deep excavation and foundation works. In the projects, one of the main causes of damage is reported to be leakage to deep excavations, resulting in pore pressure reduction and settlements in soft clay (BegrensSkade, 2015). This fits well, since recent and ongoing projects also report difficulties with avoiding settlements and damage to nearby buildings.

In this paper data from tunnels completed after 2003 have been added to the existing database from the R&D project "Tunnels for the Citizens" (Karlsrud et al., 2003). This project developed guidelines on how to determine inflow limits to tunnels in urban areas, which resulted in new best practice and stricter requirements and increased monitoring. The data from newer tunnel projects is added to further look into the impact of inflow rates, and pregROUTING effects on reduction of pore pressures. In total 24 projects are included in the analysis, and all tunnels are in urban areas. One of the main goals is to update the dataset and figures.

SETTLEMENTPOTENTIAL AND DETERMINATION OF LEAKAGE REQUIREMENT

In urban areas the requirements on inflow rates to the tunnel is generally governed by the vulnerability of the buildings, structures and infrastructure over the tunnel. To determine the allowable inflow rate to a tunnel a criterion for the maximum allowable settlement needs to be set. To determine the acceptable water ingress, settlement calculations need to be performed for different scenarios of pore pressure reduction at bedrock level.

The problem with leakage to tunnels, pore pressure reduction and settlements was first recognised during the construction of the new railroad NE-SW tunnel in Oslo from the central station to Skøyen in the late 70ies. The tunnel passed under several clay-filled depressions and despite systematic pregrouting substantial amounts of water leakage was observed, resulting in pore pressure reduction of up to 12 m. An example of monitoring data is shown in Figure 1. This project resulted in focus on effect of leakage on pore pressure reduction and settlements, as well as development of pregrouting procedures in Norway.

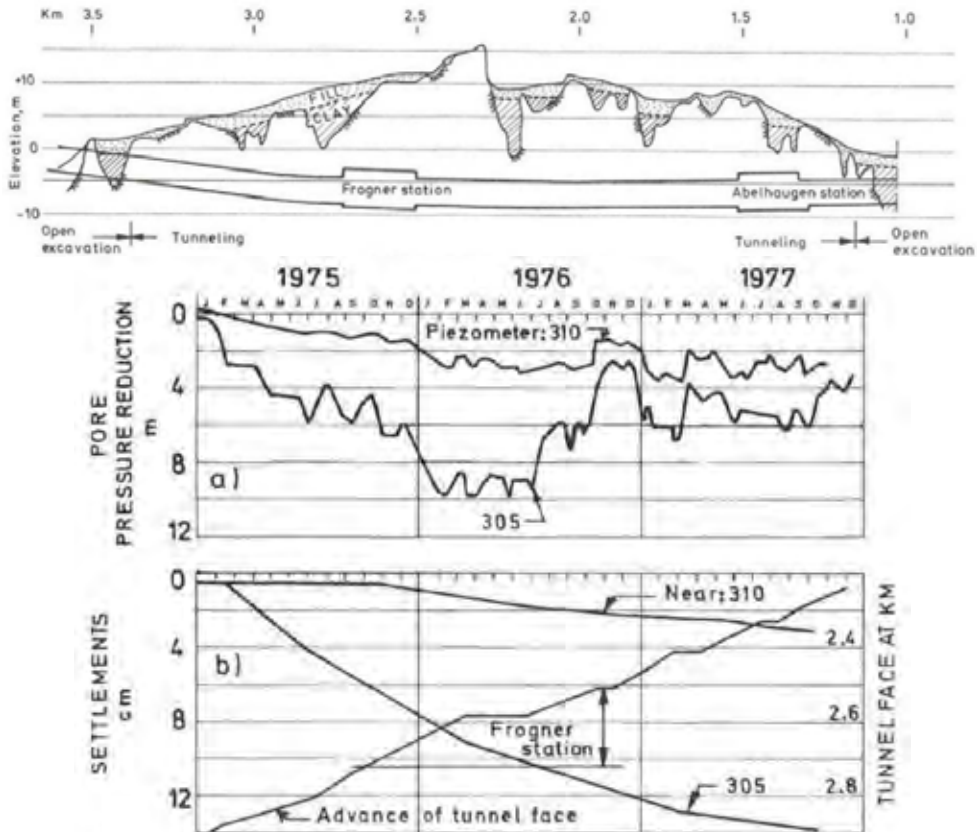


Figure 1. An example of monitoring data around Frogner station (Karlsrud & Sander, 1978).

The settlement potential of a clay can be well established using the conventional consolidation theory, where the main input parameters are determined by geotechnical field and laboratory testing. The most important parameter to determine is the preconsolidation pressure of the clay, which is the stress level the clay has been loaded to previously. It is necessary to perform oedometer tests on high quality samples to determine the preconsolidation pressure. To be able to perform a settlement prediction for a given pore pressure reduction, the current stress level in the soil profile needs to be known. Therefore, it is also necessary to measure the present pore pressure levels in the soil profile.

Settlements in clay deposits caused by a pore pressure reduction from leakage to a tunnel will develop over time. Figure 2 shows results from a calculation example, for pore pressure

profiles in a 20 m deep clay deposit, following a reduction of 10 m pore pressure at bedrock. In the calculation it is assumed that the pore pressures in the profile were hydrostatic, corresponding to a groundwater level at 2 m depth. Based on experience from field data, it is also assumed that the upper ground water level is not influenced by the leakage at bedrock but is recharged from surrounding areas or precipitation. Due to the low hydraulic conductivity of the clay, the settlement will develop over decades. The calculated development of settlements over time is shown in Figure 3.

To be able to monitor the effects of a tunnel with respect to settlements, it is crucial to install piezometers at bedrock level or in coarser soil layers on bedrock, where the leakage to a tunnel will be detected rapidly. From the example it is seen that it will take more than 1 year for the leakage to affect the piezometer at 10 m depth. At this time the settlement will amount to approximately 10 cm.

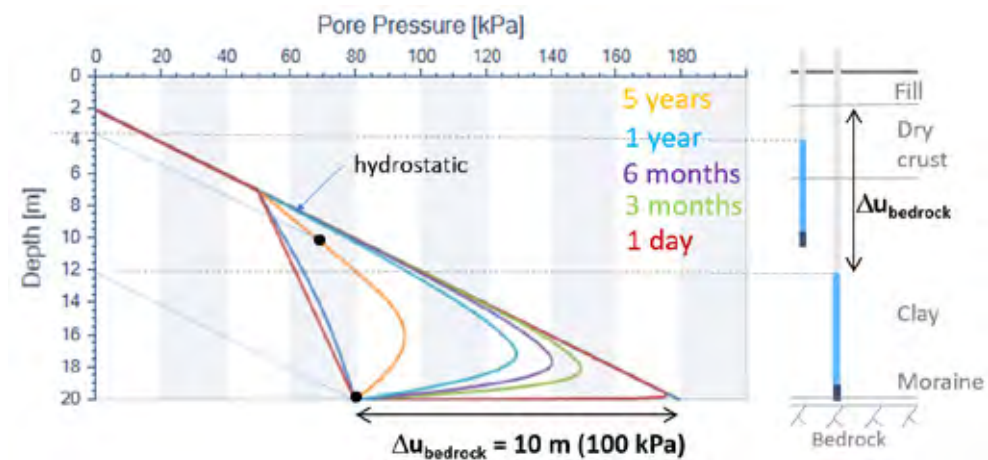


Figure 2 Example of calculated pore pressure profiles with time in a clay profile.

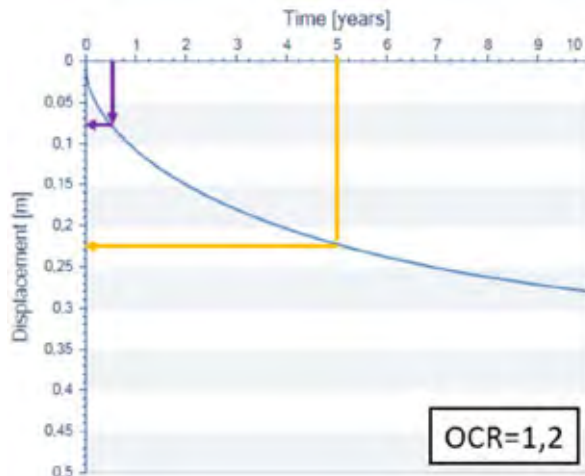


Figure 3 Example of calculated settlement for 10 m pore pressure reduction given in Figure 2.

COLLECTION OF DATA

In this study, tunnel projects with a high risk of causing settlements were chosen. The authors have contacted builders of road, railway, subway and sewage tunnels. To increase the dataset and update figures made in the R&D project "Tunnels for the citizens" (Karlsrud et al., 2003), the focus herein is on tunnels completed after 2003.

For all tunnels information such as; maps (soil and bedrock), longitudinal sections, water ingress before pregrouting, pregrouting effort, water ingress limits, water ingress after pregrouting, pore pressure reduction in soil directly above rock surface, rock overburden, water head, thickness and type of soil, etc are collected. A total of 24 tunnels are included (both "old" and "new" project database).

Unfortunately, not all relevant data were available; for several projects "as-built" documentation was "missing" or difficult to extract from received files. In a few tunnel projects it was difficult to find good data on water inflow, or no data on water measurements from probe- or pregrouting holes were available.

For several projects the pore pressure reduction registered were also related to deep excavations / open-cuts being part of the tunnelling. It is challenging to evaluate whether water inflow to the tunnel or drainage to the deep excavation caused the pore pressure reduction. However, it is important to note that both types of underground work have the potential to affect the pore pressures in the surroundings and cause settlement.

UPDATED DATABASE FOR TUNNELS

Relevant figures in Statens vegvesen publication 103 (Figure 4.2, 4.3, 4.7 in Karlsrud et al., 2003) have been updated with new tunnel data, collected from Nye Nationaltheatret station (1997), T-baneringen Ullevaal – Nydalen (2002), Bærumstunnelen Lysaker-Sandvika (2009), and Lørentunnelen (2013).

Water leakage to tunnels and pore pressure reduction

Figure 4 shows the measured pore pressure decrease at the clay/bedrock interface directly above the tunnel, in relation to the measured water inflow to the tunnel. For each project the range of measured pore pressure decrease, and inflow rates are presented. As previously presented (Karlsrud et al., 2013), there is a large scatter in the data caused by:

- Different hydrogeological conditions in the clay filled depressions for each project, related to:
 - The extent of coarse material (glacio-fluvial sands) in the transition zone between the bedrock and clay
 - Amount of natural groundwater recharge/infiltration (topography, type of soil, size of catchment area for precipitation etc.)
 - Variation of hydraulic conductivity of bedrock and coarse material on top of bedrock, extent and orientation of clay-filled depressions
- Uncertainty in the measurement of water inflow to the tunnel.

- The method itself for measuring water ingress is crude
- The measurements are average leakage rates measured over distances ranging from hundreds of meters to several kilometres, whereas it is well known that the water ingress is normally concentrated to local fracture zones

Despite the scatter, there is a clear correlation between the pore pressure decrease and measured inflow rate.

The figure should be used to determine the acceptable permanent inflow limit for a tunnel, by evaluating the consequence of the expected pore pressure decrease and consequent settlements for the clay deposits at hand. In Karlsrud et al. (2003) it is recommended to set leakage requirements in the order of 3-7 l/min/100 m, to limit the pore pressure decrease to a level where large settlements can be avoided. This is indicated by the "normally acceptable area" in the figure.

However, the inflow limit needs to be determined for each project specifically, based on what settlements are acceptable. The main uncertainty in the assessment of potential settlements is the magnitude of the resulting pore pressure decrease, for a given leakage rate. Normally a pore pressure reduction of maximum 2-3 m, will result in relatively small settlements. However, in an area where the pore pressures have been affected by leakage to an existing tunnel, any additional leakage and pore pressure decrease from a new tunnel or excavation will cause additional settlements.

In Figure 4 projects with substantial amount of water infiltration are marked with blue symbols. These projects are Fjellinjen øst, Tåsentunnelen, Fjellinjen vest and Nye Nationaltheatret station. Due to the water infiltration, the water inflow in these projects is relatively large. However, the pore pressure decrease has been limited and settlements have been small. Water infiltration is a well-established method for limiting pore pressure reduction during tunnel excavation.

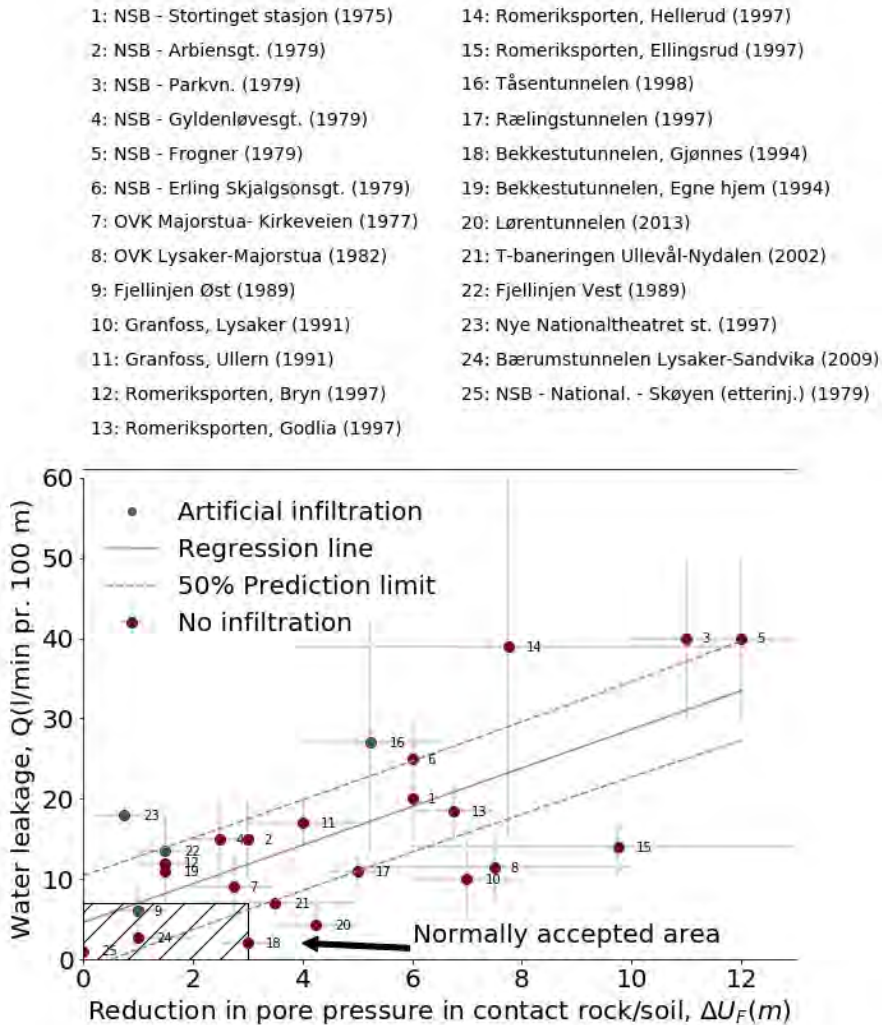


Figure 4 Relationship between reduction in pore pressure in soil/rock interface right above tunnel in relation to leakage rate.

Data from the NSB tunnel from Nationaltheatret to Skøyen after construction of water tight lining and extensive contact grouting is in project number 25 in Figure 4. These measures resulted in leakage rates as low as 1 l/min/100 m and pore pressures rising to the original levels (Karlsrud et al., 2003). This is an indication of how low the inflow rate should be to not affect the pore pressures in the surrounding areas of a tunnel or excavation.

In Figure 5, the maximum measured pore pressure decrease at bedrock is plotted in relation with distance from the centre line of the tunnel. As expected the pore pressure decrease is largest close to the tunnel, the data shows that the effect can be seen at over 500 m distance from the tunnel.

The same data is plotted with respect to the bedrock type. There is no indication of a correlation between the magnitude of pore pressure reduction and the bedrock type. The reason for this is that the pore pressure response is governed by the hydrogeological properties of the coarser soil layer in the interface between the bedrock and clay layer, such as the areal extent and thickness of the coarser layer, the natural groundwater recharge and hydraulic conductivity.

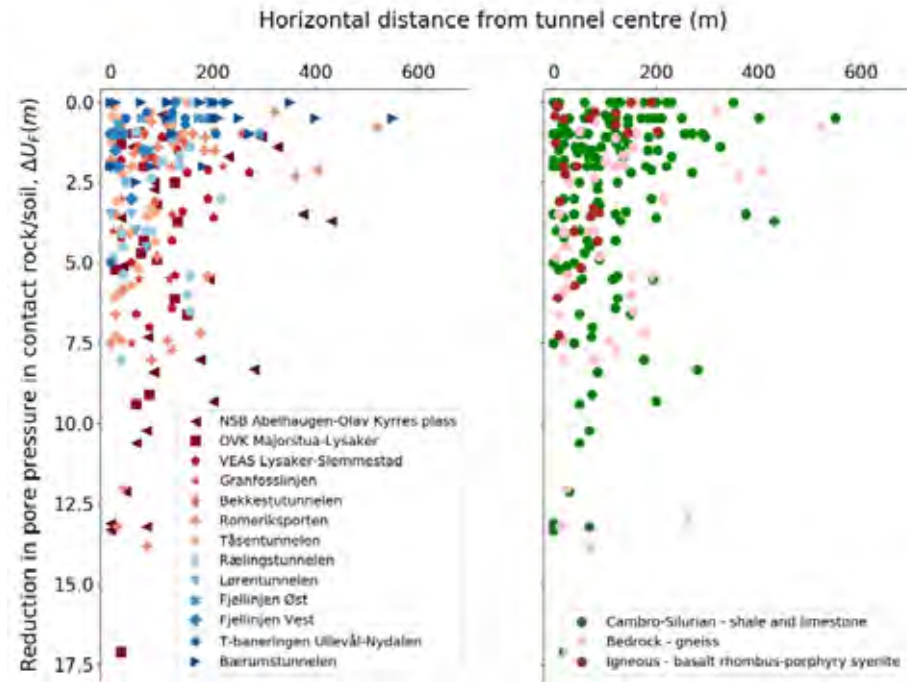


Figure 5 Relationship between observed pore pressure decrease at soil/bedrock interface in relation to horizontal distance from tunnel.

Pregrouting – what is possible to achieve?

The first longer tunnels in the Oslo region was the Holmenkollbanen between Nationaltheatret station and Majorstua (1912-1927). During the tunnelling the pore pressure was reduced to zero close to the tunnel and surrounding buildings on clay experienced large settlements. The NSB- tunnel between Skøyen and Nationaltheatret in 1973-1979 was the first tunnel where systematic pregrouting with overlapping rounds were performed, using both cement and chemical grouting. Since 1980-85 it has been standard practice to use cementitious grouting and relatively high pressures (above 50 bar). In addition, some chemical grouts have been used.

The water inflow to tunnels is dependent on the diameter of the tunnel, the depth below the groundwater level and the thickness and hydraulic conductivity of the grouted zone (Karlsrud et al., 2003):

$$Q = \pi k_i h \frac{2}{\ln\left(\frac{r_e + t}{r_e}\right)}$$

der Q = water inflow to tunnel [$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$]
 k_i = hydraulic conductivity of the grouted rock zone [m/s]
 h = depth below the groundwater table [m]
 r_e = equivalent radius of the tunnel [m]
 t = thickness of the grouted zone [m]

The hydraulic conductivity of the grouted zone can then be back-calculated. The results are presented in Figure 7 to Figure 10, where the hydraulic conductivity is presented in relation to the average normalized grout hole length and average normalized grout take. These values have been found by dividing the total length of bored grout holes or total amount of grout used by the internal surface of the tunnel. The figure implies that it is possible to obtain a hydraulic conductivity in the grouted zone of 4 to $6 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$, using continuous pregrouting and high injection pressures, as has been standard practice after 1985-1990. This requires relatively dense drilling pattern and overlapping grout rounds. The total drilled length for grouting holes is therefore an important parameter, not just the amount of grout use.

It is important to note that for deeper tunnels, the grouting can be demanding to fulfil strict requirements on leakage rates, as the depth under the groundwater level has a strong influence on the inflow rate. This is illustrated in Figure 6, where the inflow rate is calculated for different tunnel depths and varying assumed hydraulic conductivity of the grouted zone. The thickness of the grouted zone is assumed to 10 m and the equivalent radius of the tunnel is set at 5,5 m. This implies that the requirements on the grouting is in the range of what has been performed at its best, or even better, to meet the strict requirement on inflow rates.

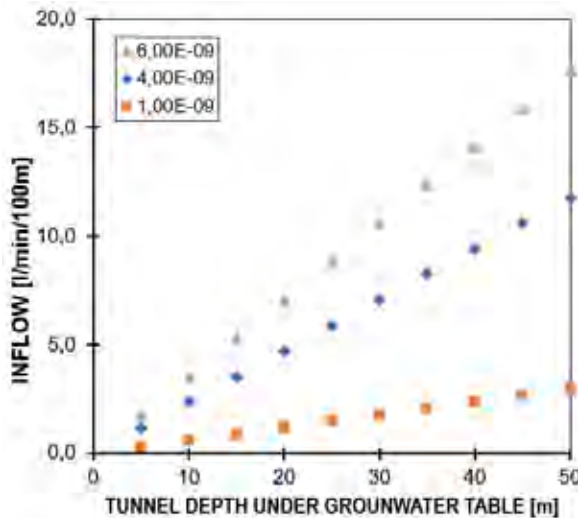


Figure 6. Estimated inflow rate in relation to depth under groundwater table and hydraulic conductivity of grouted zone.

Figure 7 shows normalized values of used grout (kg/m^2) versus back-calculated hydraulic conductivity for three main rock types; Cambro-Silurian shale and limestone, gneiss and igneous rock (basalt, rhombus porphyry and syenite).

This shows rather scattered results with no clear correlations. One important reason might be that hydraulic conductivity is back-calculated based on water measurements done over long sections, instead of water measurements of water inflow encountered in specific geological structures. It would be more realistic to calculate hydraulic conductivity for shorter sections with increased jointing and water leakage such as faults, rock type boundaries and dykes. In addition, many projects included here are from the Oslo-area, therefore gneiss is under-represented compared to a more representative selection of rock types.

Since Figure 7 has some uncertainty in the back-calculated hydraulic conductivity using too long sections in the calculations, this plot should not be used in high degree. Instead it is recommended to use Figure 4; showing good correlation between water leakage and pore pressure reduction.

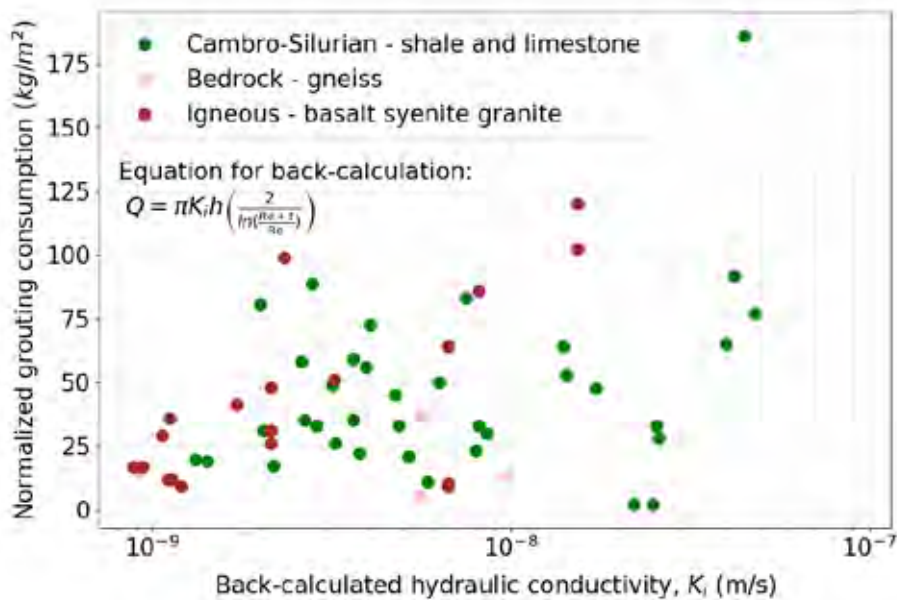


Figure 7 Relationship between achieved hydraulic conductivity and grouting effort.

In Figure 8 a plot with normalized drilling for grouting (m^2/m^2) versus back-calculated hydraulic conductivity for three main rock types is presented. In this plot a trend can be seen that generally shale and limestone need higher normalized drilling for grouting compared with igneous rocks regardless back-calculated hydraulic conductivity. This seems reasonable since igneous rocks, and in particularly syenite and syenitic dykes have higher hydraulic conductivity than other rock types (Holmøy, 2008). This agrees well with Klüver's (2000) rock mass classes; where syenite is placed in rock mass class 'A', representing rock mass with open joints without clay and high hydraulic conductivity. On the contrary, shale and limestone typically have discontinuous joints with mineral coating and often clay-filled joints. Therefore, more grouting holes must be drilled to cross the joints and channels where water is flowing, and where grout materials can penetrate.

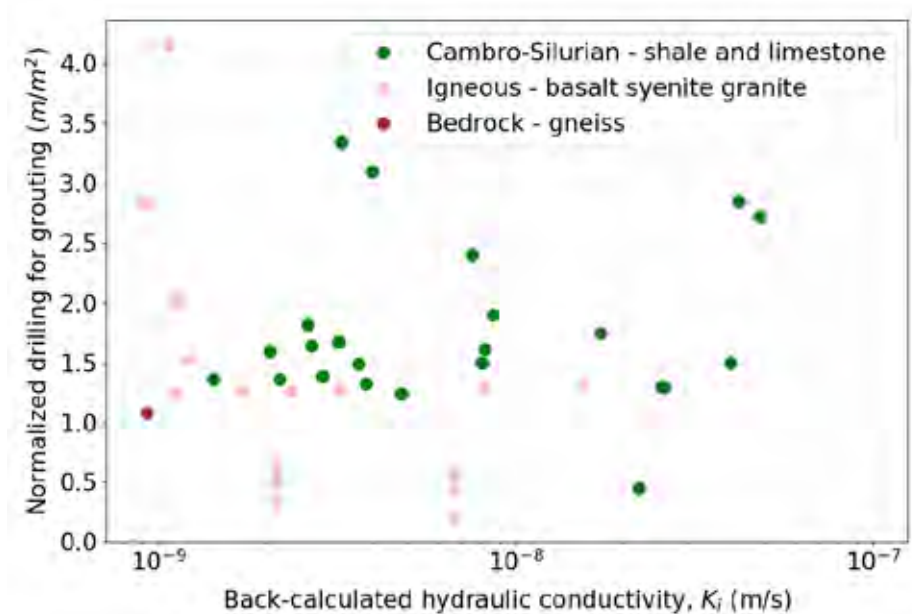


Figure 8 Relationship between achieved hydraulic conductivity and drilling for grouting

A timespan of 38 years gives a unique opportunity to check if it is possible to see any development for the grouting effort over time. Figure 9 and Figure 10 shows normalized grouting consumption (kg/m^2) and drilling for grouting versus back-calculated hydraulic conductivity over time. The colors gradually change from red in 1975 to blue in 2013.

The oldest projects (darkest red) have achieved hydraulic conductivity from 2 to $4 \cdot 10^{-8}$ m/s with relatively low grouting effort (upto 65 kg/m^2). While, the newest projects (darkest blue) have achieved hydraulic conductivity from 1 to $4 \cdot 10^{-9}$ m/s with grouting effort of ca. 25 kg/m^2 . The trend shows that almost all data from projects after 2003 have relatively low back-calculated hydraulic conductivity with mostly less than 50 kg/m^2 in grouting effort. This is a good development.

It may look a bit strange that back-calculated hydraulic conductivity is low in the newest projects and at the same time has lowest hydraulic conductivity. But the amount of drilling for grouting is quite high for some of the new projects. A more thorough check of the data-points in the lower left corners in Figure 9 and Figure 10 was done. As a result, it was found that most of these points came from projects with very strict water inflow limits and execution of systematic pregrouting and use of microcement. Hence, this can be a reason for these "new" projects achieving low hydraulic conductivity with relatively low grouting effort. Furthermore, to enhance this tendency, many challenging projects with high water inflow, high rock overburden and water head is not included here.

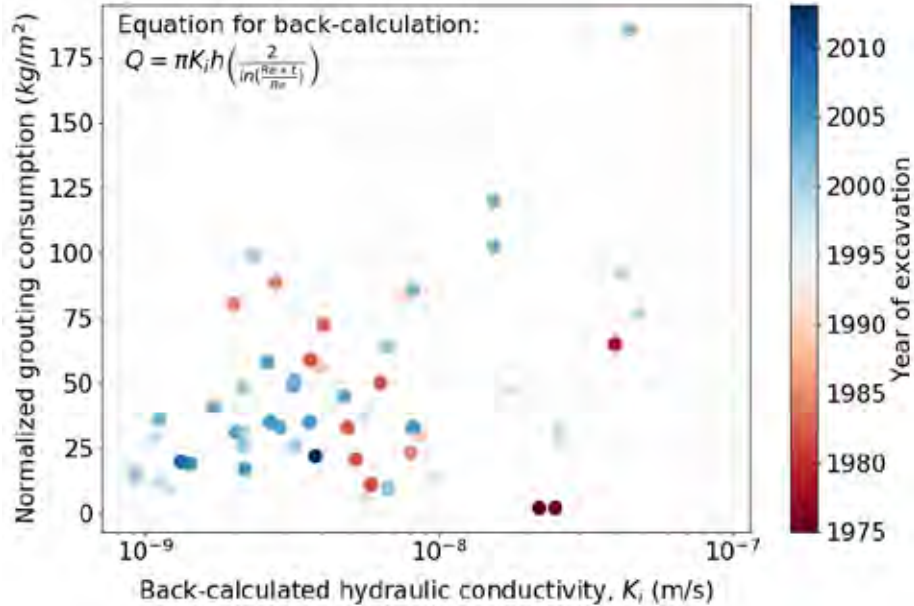


Figure 9 Relationship between achieved hydraulic conductivity and grouting effort with year of excavation shown in colours

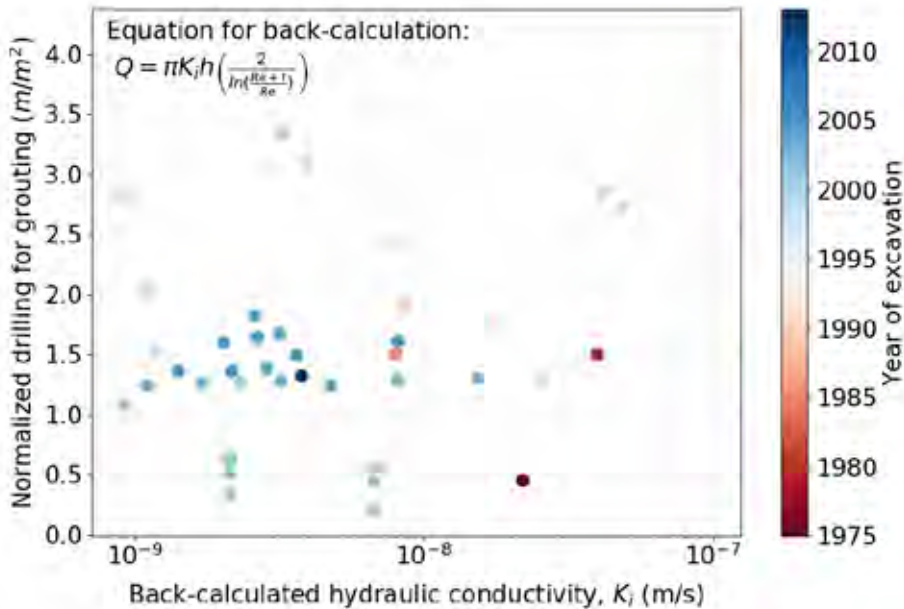


Figure 10. Relationship between achieved hydraulic conductivity and drilling for grouting with year of excavation shown in colours

LEAKAGE TO DEEP EXCAVATIONS

For tunnels, which are permanent structures, there are normally specific requirements set to document expected impact on leakage and pore pressures in the surroundings. In Norway, it has not been common practice to set such specific requirements in relation to temporary excavation works.

However, the drainage situation in deep excavations is essentially the same as for a tunnel (Figure 10) where leakage from a confined coarse layer or bedrock can cause significant pore pressure reduction and settlements of soft soil. The data for tunnels imply that for an excavation of dimensions $100 \text{ m} \times 100 \text{ m}$ the drainage from bedrock or the confined layer should be limited to about 5-10 l/min in total. However, for an excavation it is virtually impossible to follow up requirements on leakage rates from the confined aquifer, as water pumped out of the excavation will come directly from precipitation, flow through the top soil layer, and is generated from construction machines. Therefore, for excavations it is necessary to set requirements on pore pressure levels measured at bedrock around the excavation.

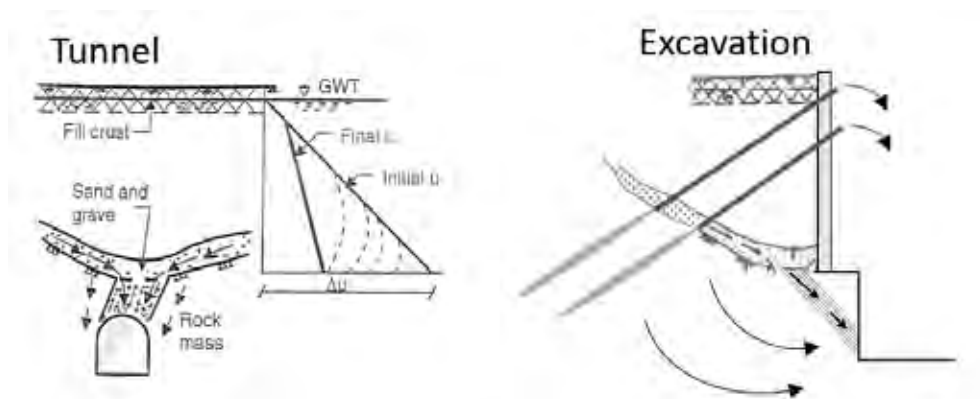


Figure 11. Comparison of drainage situation to tunnels and excavations.

The causes of drainage to an excavation can be many and complex. The main leakage scenarios for an excavation in soft clay are (illustrated in Figure 11) are:

- Leakage through the sheet pile wall
- Leakage through gaps between the toe of the sheet pile wall and the bedrock surface
- Leakage through jointed rock mass
- Leakage during drilling for tieback anchors or piles (through the casing or the gap between soil and casing)

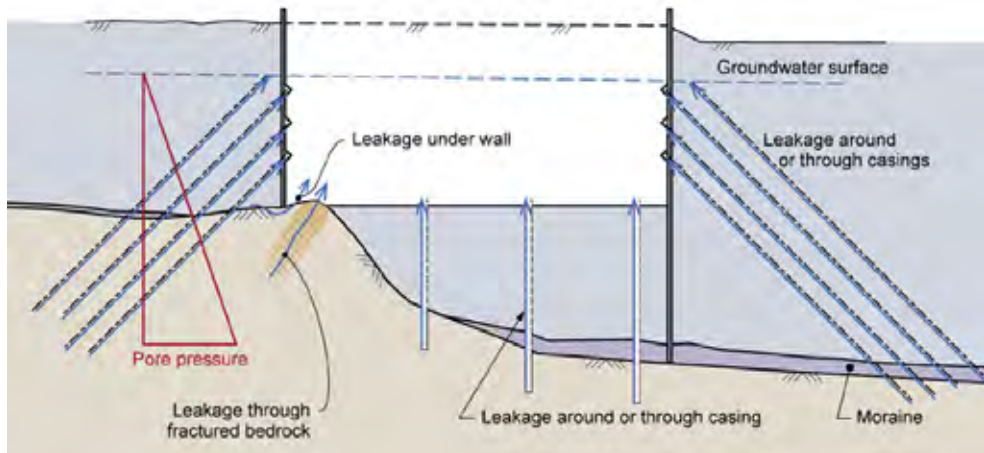


Figure 12. Illustration of the main causes of drainage of groundwater to deep excavations in soft clay (BegrensSkade, 2015).

Leakage through the sheet pile wall can occur through unsealed or poorly sealed locks between the individual pile sections. If the soil behind the sheet pile wall is clay, leakage will be limited to permeable layers. Mainly leakage will occur through cut of holes for drilling of tie-back anchors.

Drilling for installation of piles and tie-back anchors has a potential for leakage when performed from a level below the ground water level or under artesian conditions. The leakage can occur through the gap between the installed steel casing or through the casing itself (Figure 12).

If the depth of the excavation reaches the bedrock level, resulting in an uncovered bedrock surface, there is a large potential for leakage through fractures. Uncovering the toe of the sheet pile wall also cause a large potential for leakage, especially if the bedrock surface is steep, causing gaps between the tip of the wall and the bedrock, and there is a permeable soil layer on top of the bedrock.

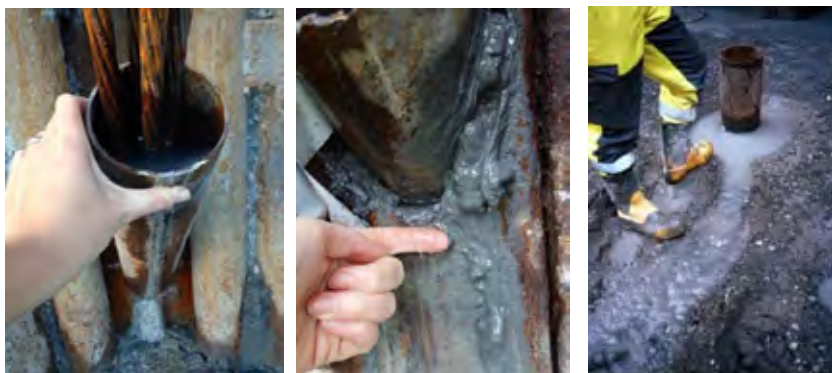


Figure 13. Example of leakage of water around and through casings for tie-back anchors and drilled steel core piles.

In the industry supported research project BegrensSkade many case studies have been analysed to investigate the most common causes for extensive settlements (Karlsrud et al., 2015). One of the main causes of settlement is drainage to excavations from the confined aquifer and pore pressure lowering.

To better understand the effects of drainage to excavations in soft clays, the BegrensSkade-project has collected and interpreted pore pressure data from 17 case histories, together with previously published data from Braaten et al., (2004), Johansen (1990) and Karlsrud (1990). The results are shown in Figure 13. In the plot, the measured pore pressure reduction at bedrock level, Δu , is normalized with respect to the depth of the excavation below the ground water surface, $H_{\max}$. The data are plotted against the horizontal distance of the piezometer from the excavation.

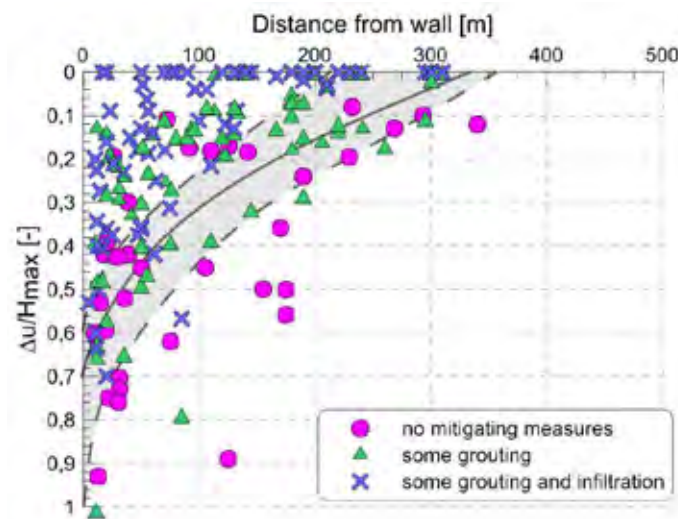


Figure 14. Observed normalized decrease in pore pressure at base of clay layer as function of distance from the excavation based on case records from Norway (BegrensSkade, 2015).

The data shows a relatively large scatter, which is related to varying hydrogeological conditions, amount and duration of the leakage, use of different construction methods and varying mitigating measures. However, some general conclusions can be drawn by organizing the data according to the mitigating measures that were undertaken.

Magenta red symbols show cases where no pregrouting or recharging (infiltration) of water was undertaken, green symbols show cases where some grouting at the toe of the wall and into bedrock was undertaken, and blue symbols represent cases where some grouting as well as infiltration was undertaken.

The figure suggests that even when performing systematic pregrouting and infiltration, the maximum pore pressure reduction close to the excavation could be limited to 20-50% of the depth of the excavation below the groundwater level. Furthermore, a reduction can extend as far as 300-400 m laterally from the excavation. It can be concluded that it is challenging to maintain the pore pressure levels, even when mitigating measures are undertaken. The data corresponds very well to what is documented for tunnels (Karlsrud et al., 2003).

Dashed lines in the figure indicate which range pore pressure drawdown can be expected. It is important to note that the lines are rough estimates. The lower bound could be applied for cases where both infiltration and grouting of bedrock is performed, and the higher bound can be taken as a worst-case scenario where no mitigating measures are undertaken. However, some projects experience an even larger pressure drawdown, caused by unfavourable conditions at the specific sites.

Other mitigating efforts that can be undertaken is to choose construction methods which don't cause drainage, such as internal struts instead of tie-back anchors, and driven piles instead of drilled piles. If tie-back anchors and drilled piles are necessary to use, it is necessary to plan for grouting to reduce the risk of drainage.

RECOMMENDATIONS FOR FUTURE RESEARCH

Development of new grouting procedures and methods

The development of systematic pregrouting procedures using high pressures and overlapping rounds have shown improved sealing (low hydraulic conductivity) after grouting. In urban areas with increasing utilizing of the underground it will often be necessary to build new tunnels in areas already affected by existing tunnels. This will result in stricter requirements on inflow rates and need for further development on grouting procedures, methods and grouting material. For this it is necessary to assess the performance of pregrouting in executed tunnel projects.

The dataset analysed in this paper shows that the main challenge is the uncertainty in the leakage measurements. The plots presented show a large scatter partly due to the uncertainty in the inflow measurements after grouting has been carried out. There is a need for developing better methods to undertake reliable measurements over shorter distances (< 25 m), to capture leakage in local zones. Then, more reliable estimates of the hydraulic conductivity in the grouted zone can be made. Today it is established reliable methods for measuring water-leakage before grouting in grouting holes, with adapted packer-systems, but this data need to be measured for all holes with water and collected in a database for the whole project. The scattering of data is also affected by the input parameter, t - the thickness of the grouted zone, a parameter with a high degree of uncertainty.

Possible methods to explore are new methods seismic cross-hole before and after grouting for investigating grouted zone, automated grouting-systems running on grouting-rigs based on machine learning models and new innovative ways of measuring leakage after grouting.

New grouting materials

In Sweden promising results have been documented using colloidal silica, that has the best effect as a supplement to cementitious pre-injections to remove very small seepages, reducing the inflow to as low as e.g. 3-5 l/min per 100 m tunnel. Therefore, colloidal silica should be used in a separate grouting round after cement injection is completed. If colloidal silica is used correctly, experience from tests done at Äspö Hard Rock Laboratory it should be possible to achieve hydraulic conductivity down to $10^{-9} - 10^{-10}$ m/s (Funehag and Immelin, 2011). This result equals to water ingress of 1-3 l/min per 100 m with 3-4 bar hydrostatic pressure (depending on equivalent radius / and deep to excavation).

Colloidal silica was also used at the Strindheim road tunnel in Trondheim, in the deep excavation and tunnel entrance at Møllenberg. It was used as the last grouting material when grouting underneath drilled pile walls (in rock). In addition, polyurethane (quick reacting and expanding grout material) was used in soil to stop water flow before use of colloidal silica at locations along the drilled pile wall. In addition, colloidal silica was used in the rock mass in the invert of the deep excavation transversal the tunnel alignment (Rønning and Haugen, 2015).

In challenging ground conditions (e.g. weakness zones with clay), pregrouting injection with liquid colloidal silica, also referred to as silica sol, can be a good solution. Due to the fineness colloidal silica provide improved penetration into fine clay-filled joints in rock and soils compared with cementitious grouting materials. Colloidal silica is a mineral grout, consisting of nanoparticles of silica (SiO_2) in a water-suspension. Several different types of colloidal silica for injection purposes exist with varying solid-state content. A mineral based catalyst is added, and a gel is gradually formed with increasing mechanical strength (ca. 0.2 MPa in uniaxial compression strength in the end). The mechanical strength is not very high, but high enough to achieve water tightness in joints and soils under hydrostatic pressure.

Colloidal silica should be tested further in Norwegian projects with strict leakage requirements, to develop a procedure for use.

Cooperation between engineering geologists and geotechnical engineers

The work carried out to collect data for this study has been challenging as it has not been possible to find all the information needed. However, one of the main findings is that there is a lack of accounting for the risk of drainage to deep excavations at the tunnel entrances. Deep excavations have the same potential for drainage as a bedrock tunnel, but even more challenging conditions for pregrouting. Therefore, it is important to try and avoid using methods that increase the risk of drainage, such as drilling of casings for piles and tie-back anchors. In addition, pregrouting of bedrock should be performed in sensitive areas where bedrock is uncovered at the bottom of the excavation and water infiltration should be planned as a temporary mitigation to sustain pore pressure levels.

Leakage requirements and TBM-methods

The use of TBM as excavation method has been discussed in several recent projects. This paper will not touch on the advantages and disadvantages of using TBM. However, it is important to consider the risk of settlements in urban areas, and how strict the water inflow limits will be. Open TBMs have possibility for probe-drilling and pregrouting, but numbers and location for drilling holes are limited and the flexibility is not as good as with drill and blast excavation. Using open shield TBM will therefore often result in water ingress to the open front of the machine. A clay filled depression will be influenced by drainage to the tunnel in progress during the time it takes to pass underneath the width of the depression, illustrated in Figure 14. Assuming a width of 300 m and a TBM progress of 40-50 m/week, the drainage could affect the clay during several months, before water tight lining is in place. This is long enough to cause severe settlements, which implies that pregrouting and water infiltration will have to be performed with the same extent as for a drill and blast tunnel.

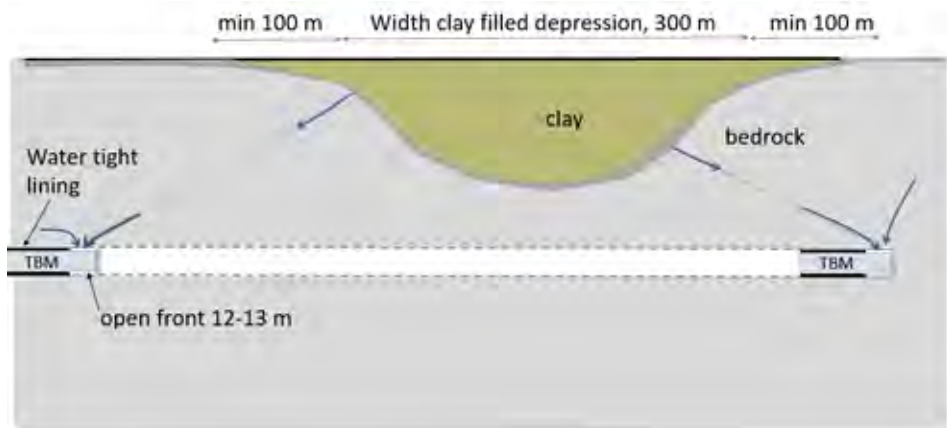


Figure 15. Potential drainage to tunnelling with open shield TBM.

Digitalization and data collection

Increased use of 3D-digital visuality tools (such as federated BIM models like Navisworks with ground models like Leapfrog) should include all investigations carried out, and during excavations information such as measured water leakage, pregrouting, location of piezometers, drilling data from Measure While Drilling (MWD) sensors and pumping data from grouting rigs. This would improve the understanding and possibility for data collection. It is suggested to make a mandatory system for data collection, with common format (including raw data). This will make it easier for clients to collect data sets which will be very useful for future projects, and research and innovation projects. Clients must request the contractor to have a good system on water measurements at site, both before and after pregrouting.

CONCLUDING REMARKS

To avoid settlements in clay-filled depressions and damage on buildings in urban areas, several improvements should be implemented in future projects:

- Improve knowledge of pregrouting and effects on leakage rates (low pressure) in transition zone between soil and rock mass, and better follow-up of pore pressure before and during excavation (locating the piezometers above the rock surface).
- In areas with high risk of settlements, preparations for water infiltration must be done before excavation starts.
- Improved collaboration between geotechnical engineers, hydrogeologists and engineering geologists. One common baseline report summarizing the hydrogeological situation, and all information related to risk of settlements (results from both geotechnical and geological investigations). In the same report mitigations such as grouting methods and pregrouting in both deep excavations and tunnels should be made.

If all recommendations are followed, from start of projecting until follow-up during excavation, it should be possible to avoid settlements and damage to neighbouring area due to underground excavations.

REFERANSER

BegrensSkade (2015) "Damage limitations – Final Report" (Begrensning av skader som følge av grunnarbeid - Sluttrapport" In Norwegian.

Braaten, A., Baardvik, G., Vik, A. & Brendbekken, G. 2004. "Observed effects on the pore pressure caused by extensive foundation work and deep excavations in clay." *Proceedings of the Nordic Geotechnical Conference*, H119-H132, Ystad, Sweden.

Funebag, J., Emmelin, A. 2011. "Pregrouting in the TASS-tunnel" Design, execution of pregrouting and results. Report R-10-39, SKB Svensk Kärnbränslehantering AB. In Swedish

Holmøy K.H. (2008) "Significance of geological parameters for predicting water leakage in hard rock tunnels." Dissertation, Norwegian University of Science and Technology

Johansen, T. (1990) "*Eksempler fra nyere byggegrop i Oslo*." NIF kurs: Tetting av tunneler, bergrom og byggegrop.

Karlsrud, K. 1990. "*Forundersøkelser, funksjonskrav og valg av tettestrategi*." NIF kurs: Tetting av tunneler, bergrom og byggegrop.

Karlsrud, K., Erikstad, L. og Snilsberg, P. (2003): "Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø", Publikasjon nr. 103, Vegdirektoratet, Miljø og samfunnstjenlige tunneler

Karlsrud, K., Langford, J., Lande E.-J. & Baardvik, G. (2015). "Vurdering av skader og deformasjoner knyttet til utførelse av stagforankring og borede peler i byggegrop." BegrensSkade delrapport 1+2.4. In Norwegian.

Karlsrud, K. & Sander, L. (1978). Subsidence problems caused by rock-tunnelling in Oslo. International Conference on Evaluation and Prediction of Subsidence, Pensacola Beach, Fla. 1978. Proceedings, pp. 197-213.

Klüver, B.H. (2000) Pregrouting in hard rock. Internal Report No. 2151, Norwegian Public Roads Administration, Oslo, 21 pp. In Norwegian

Langford, Baardvik, Karlsrud (2016). "Pore pressure reduction and settlements induced by deep supported excavations in soft clay." *Proceedings of the Nordic Geotechnical Conference*, Reykjavik, Iceland.

Lindstrøm, M. and Kveen, A. (2005) "Tunnels for the citizen - Final Report" Norwegian Public Roads Administration, Tunnels for the citizens, Report No. 105, 62 pp. In Norwegian.

Rønning, S. and Haugen, T. (2011): "SVV Region midt – Strindheimtunnelen, dagsone vest" Drilled pile wall, Møllenberg. Sub Project 4 – Bergrensskade. In Norwegian

Strømsvik, H. (2019): "Assessment of High Pressure Pre-Excavation Rock Mass Grouting in Norwegian Tunnelling", Doctoral thesis in the TIGHT project, Norwegian University of Science and Technology

HVORDAN BØR REFRAKSJONSSEISMIKKEN UTFØRES, TOLKES OG PRESENTERES? Tradisjonell tolkning eller tomografisk inversjon

How should refraction seismic be performed, interpreted and presented?
Traditional interpretation or tomographic inversion

Jan Steinar Rønning, Seniorforsker NGU, Førsteamanuensis II, NTNU
Georgios Tassis, Forsker/Geofysiker NGU
Terje Kirkeby, Senioringeniør Vegdirektoratet
Morgan Wåle, Overingeniør GeoPhysix
Siegfried Rohdewald, President Intelligent Resources Inc.

SAMMENDRAG

I et samarbeid med Statens vegvesen Vegdirektoratet, har Norges geologiske undersøkelse (NGU) studert tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data med bruk av programmet Rayfract®. Metodens muligheter og begrensninger ved sprekkesonepåvising er studert ved å beregne syntetiske data fra kjente modeller og så se hvordan den inverterte modellen stemmer med utgangsmodellen. Flere metoder for generering av startmodell og forskjellige inversjonsprosedyrer er testet. NGU mener at antatt beste prosedyre er å generere en startmodell med Hagedoorn's Pluss-Minus-metode, foreta en «multi-run» inversjon med metoden «Conjugate Gradient», vekte data med metoden «Cosine Squared» og benytte minimal glatting.

Ved Knapptunnelen i Bergen er tidligere innsamlet refraksjonsseismikk tolket på tre forskjellige måter; tradisjonelle tolkninger med Hagedoorn's metode, automatisk tolking med Hagedoorn's metode og tomografisk inversjon med antatt beste metode. Tolkingsresultatene fra disse metodene, resistivitetsdata og geologiske forundersøkelser er sammenlignet med observert bergmassekvalitet ved drivingen av de to tunnellopene. Ut fra antall påviste soner, antall ikke påviste soner og antall falske soner er det beregnet en treff-faktor. Denne viser at tomografisk inversjon kommer noe bedre ut enn tradisjonelle tolkninger av refraksjonsseismiske data, men at den automatiske tolkingen med Hagedoorn's metode er hakket bedre. Resistivitet kommer best ut av denne testen mens geologiske forundersøkelser kom noe dårligere ut.

SUMMARY

Modelling of seismic data for fracture zone detection using the software Rayfract® has shown that the assumed best procedure for inversion of refraction seismic data is to generate a starting model with Hagedoorn's Plus-Minus method, do a multi-run WET inversion with the *Conjugate Gradient method*, *Cosine Squared* update weighting and minimal smoothing. Short geophone and shot spacing improve the results.

At the Knappe tunnel in Bergen, Norway, different methods for interpretation of refraction seismic, resistivity method (ERT) and geological mapping are compared with observed rock quality during tunnel excavation. A score coefficient is calculated from the number of detected weak zones compared to number of not detected and false zones. Tomographic inversion using the assumed best procedure got a slightly higher score than traditional layered refraction interpretation, but the starting model obtained with Hagedoorn's Plus-Minus method was even better. The ERT method got the best score and the geological mapping the lowest score.

INNLEDNING

I de senere årene har forundersøkelser for tunneler endret seg. Resistivitet er introdusert som en ny metode, og tolkning av refraksjonsseismikk presenteres ofte som tomografisk inverterte hastighetsprofiler i farger. En sammenstilling av ny og gammel tolkning av refraksjonsseismikk har vist sprikende resultater og disse stemmer nødvendigvis ikke med resistivitetstolkninger (Rønning et al. 2009). I et samarbeid med Statens vegvesen Vegdirektoratet har NGU studert tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data. Arbeidet har resultert bl.a. i fire NGU-rapporter (Rønning et al. 2016, Tassis et al. 2017, Tassis et al. 2018 og Rønning et al. 2019). Noen resultater fra de to første rapportene ble presentert på Bergmekanikkdagen i 2017 (Rønning et al. 2017).

En meget viktig del av dette arbeidet er å se hvordan forskjellige tolkingsalternativer av refraksjonsseismikken og resistivitetsdata stemmer med det en finner under tunneldriving. Arbeidet presentert på Bergmekanikkdagen 2017, handlet mye om dette. Resultater fra geofysikken ble sammenholdt med ingeniørgeologiske observasjoner fra drivingen av de to tunnellopene ved nordre del av Knappetunnelen ved Ringveg Vest i Bergen. Et rent metodestudie antydte at en ved tomografisk inversjon kunne påvise flere potensielle svakhetssoner enn hva tradisjonelle tolkninger kunne (Rønning et al. 2017). Ved å sammenholde dette med hva som ble påvist ved tunneldrivingen viste det seg at tomografisk inversjon viste mange falske svakhetssoner, og det var flere soner med dårlig bergmassekvalitet som ikke ble påvist. Studiet viste at tradisjonelle tolkninger hadde tilnærmet det samme antall treff (17 vs. 16) som den tomografiske inversjonen, men at det var resistivitetsmålinger som påviste flest soner (18). I ettertid har det vist seg at inversjonsprosedyren ved dette arbeide ikke var optimal.

Det meste av arbeidet som presenteres i denne artikkelen bygger på modellering av syntetiske data. Ut fra en definert syntetisk modell beregnes hvilke ankomsttider en vil få fra forskjellige skuddposisjoner til ett sett geofoner. Disse data kan så inverteres med valgte prosedyrer. Fordelen med dette er at en kan velge både geofonavstand og skuddpunkt plasseringer fritt. Invertert modell blir så sammenlignet med den modellen de syntetiske data ble beregnet fra. På denne måte kan muligheter og begrensninger med metodikken studeres.

NGU har benyttet programmet Rayfract[®] ved sine inversjonsstudier. Inversjonen kan deles inn i tre trinn: organisering av måledata, generering av en startmodell og selve inversjonen (se Figur 1). Startmodell kan i prinsippet genereres på fem forskjellige måter, og ved selve inversjonen er det mange prosedyrer å velge i. NGUs modelleringer av refraksjonsseismikk har vist at valg av startmodell og inversjonsprosedyre kan ha stor innflytelse på hvor godt resultatet blir. NGUs arbeid har konkludert med at for kartlegging av svakhetssoner i berg er antatt beste prosedyre for tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data å benytte en 2D startmodell generert med Hagedoorn's Pluss-Minus-metode, «multi-run» inversjon med metoden «Conjugate Gradient» med «Cosine-Squared» vekting og minimal glatting (Tassis et al. 2017). Ved all inversjon som presenteres i denne artikkelen benyttes denne prosedyren, men med forskjellig valg av startmodell.

Ved arbeidet presentert på Bergmekanikkdagen i 2017 (Rønning et al. 2017), ble startmodeller generert ved 1 D Standard glatt inversjon (Rayfract 2018a) og 2 D Plus-Minus-metoden (Hagedoorn 1959) uttestet. Det ble konkludert med at startmodell generert med DeltatV-metoden (Gebrande & Miller 1985) og Bølgefront-metoden (Bruckl 1987, Ali Ak 1990) også burde testes for å kunne gi et komplett bilde av hvor godt tomografisk inversjon av

refraksjonsseismiske data fungerer. I ettertid er dette utført (Tassis et al. 2018) og noe av dette arbeidet presenteres i denne artikkelen.

Ved tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data er det viktig å ha kort geofon- og skuddpunktavstand. I dette arbeidet er effekten av geofonavstand på 1 m med skuddavstand 3 og 4 m samt geofonavstand 2 m med skuddpunktavstand 6 og 8 m studert i detalj. Dette er langt mer detaljert enn hva som hittil har vært praksis i Norge. Undersøkelsene vil selvsagt bli dyrere og spørsmålet blir hva en får i informasjonsgevinst.

Den siste delen av denne artikkelen presenterer resultater fra en metodestudie hvor data fra forundersøkelsene ved nordlige del av Knappetunellen ved Ringveg Vest i Bergen sammenlignes med observert bergmassekvalitet ved tunneldrivingen. De samme data ble presentert på Bergmekanikkdagen i 2017 (Rønning et al. 2017) men det nye er at den tomografiske inversjonen av refraksjonsseismikken ut fra ny kunnskap er utført med antatt beste prosedyre og at de geologiske forundersøkelsene er tatt med (Rønning et al. 2019). Tunnelene og forundersøkelsene er beskrevet av Rønning et al. (2016 og 2017).

Georgios Tassis (NGU) har utført det aller meste av modelleringsarbeidet. Siegfried Rohdewald, som har utviklet programvaren Rayfract, har bidratt med råd og i tillegg foretatt modelleringen med metoden DeltatV/XTV. Morgan Wåle ved GeoPhysix har tolket refraksjonsseismikken med tradisjonelle teknikker. Terje Kirkeby fra Statens vegvesen Vegdirektoratet har foretatt ingeniørgeologiske observasjoner før og under tunneldrivingen og sammenstilt disse. Jan S. Rønning ved NGU har sammenstilt resultatene fra alle tolkninger, og foretatt en evaluering av metodene.

KORT BESKRIVELSE AV PROGRAMMET Rayfract®

Ved NGUs arbeid med tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data er programsystemet Rayfract® benyttet. En studie av Sheehan et al. (2005) sammenlignet flere kommersielt tilgjengelige inversjonsprogrammer for flere problemstillinger og Rayfract kom gunstig ut av denne testen og er det programmet de aller fleste aktører benytter i dag.

Rayfract® kan prosessere både P-bølge og S-bølge refraksjonsseismikk og i tillegg borehullsundersøkelser. Programmet er meget avansert og benytter flere tolkningsmetoder. Første versjon (v. 1.3) ble sluppet i 1998. Ved arbeidet som ble presentert på Bergmekanikkdagen i 2017 ble versjon 3.33 fra 2015 benyttet, mens det i arbeidet som her rapporteres ble benyttet versjon 3.35 publisert i 2018 (Rayfract 2018a og b). Programsystemet utvikles kontinuerlig slik at nye rutiner og forbedringer av eksisterende gjøres tilgjengelig.

Med programmet Rayfract® kan hastighetsprofiler tolkes automatisk. Programmet kan bedre takle reelle geologiske variasjoner som vertikal hastighetsgradient innenfor lag, hastighetsinversjoner (Reynolds 2011), utkiling av lag, forkastninger og hastighetsanomalier (Rayfract 2018b). Om en vil ha mer kontroll med startmodell for inverteringen, kan en benytte tradisjonelle tolkningsteknikker til dette. Noe som kan oppfattes som en ulempe med programmet er at hastighetsprofiler ofte presenteres i farger uten angivelse av hastighetsverdier. Dersom en ønsker å tolke hastighet i en svakhetssone, må en derfor benytte fargeskalaen for å tolke denne. For å få gode hastighetsprofiler må ikke skudd- og geofonavstanden være for stor. Ideelt bør det være ett skudd for hver tredje geofon og gjerne 2 m mellom geofonene. I noen

tilfeller kan ett skudd per 6. geofon aksepteres. Programmet varsler hvis en prøver å tolke kompliserte modeller med for liten datadekning.

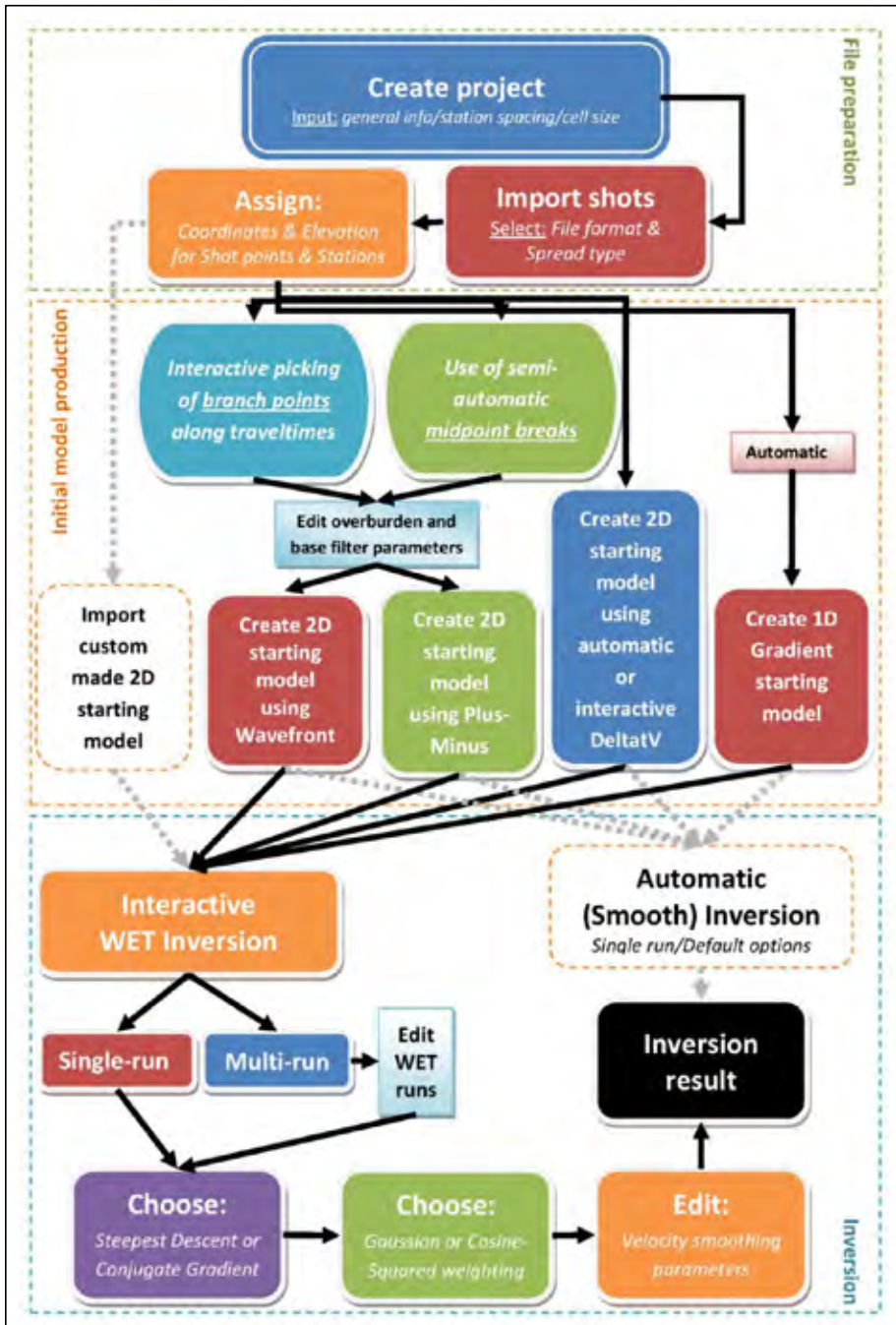


Figure 1: Flytskjema for programmet Rayfract®. Svarte piler viser prosedyrer som er benyttet i NGUs arbeid mens grå stiplede linjer er muligheter som hittil ikke er benyttet av NGU.

Ved all inversjon av måledata må en ha en startmodell. Rayfract® kan generere en slik startmodell automatisk eller styrt av operatør på flere måter. En kan begynne med en 1D eller en 2D hastighetsmodell som kan være generert ved (se Figur 1):

- 1 D Standard glatt inversjon (Rayfract 2018a)
- 2 D DeltatV-metoden (Gebrande & Miller 1985)
- 2 D Plus-Minus-metoden (Hagedoorn 1959)
- 2 D Bølgefront-metoden (Bruckl 1987, Ali Ak 1990)

I tillegg kan en også benytte en egendefinert startmodell. Bølgefront-metoden kan betraktes som en optimalisert versjon av GRM-metoden (Generalized Reciprocal Method, Palmer 1980). Ved Pluss-Minus-metoden og Bølgefront-metoden kan en manuelt plukke knekkpunkter (branch points) i gangtidskurvene eller automatisk ved såkalte «Midpoint breaks» der en ser på gangtidskurver for CMP-data (Common MidPoint), data som viser gangtid for økende avstand mellom skudd og geofon.

Med utgangspunkt i en av disse startmodellene, er neste trinn en inversjonsrutine som blir kalt "Wavepath Eikonal Traveltime" WET, (Schuster & Quintus 1993, Watanabe et al. 1999). Denne inversjonen produserer 2D hastighetsmodeller. Som vist i Figur 1 kan en også her velge blant flere metoder, «Single-run» eller «multi-run», «Steepest Descent» eller «Conjugate Gradient» inversjon, «Gaussian» eller «Cosine» vekting og flere glattingsmuligheter. Ved «Multi-run» kan inversjonsparametere endres for hver inversjonsrunde. For presentasjon av hastighetsprofiler benyttes programmet Surfer (Golden software). Forlengs modellering av førsteankomster benytter rutiner publisert av Lecomte et al. (2000).

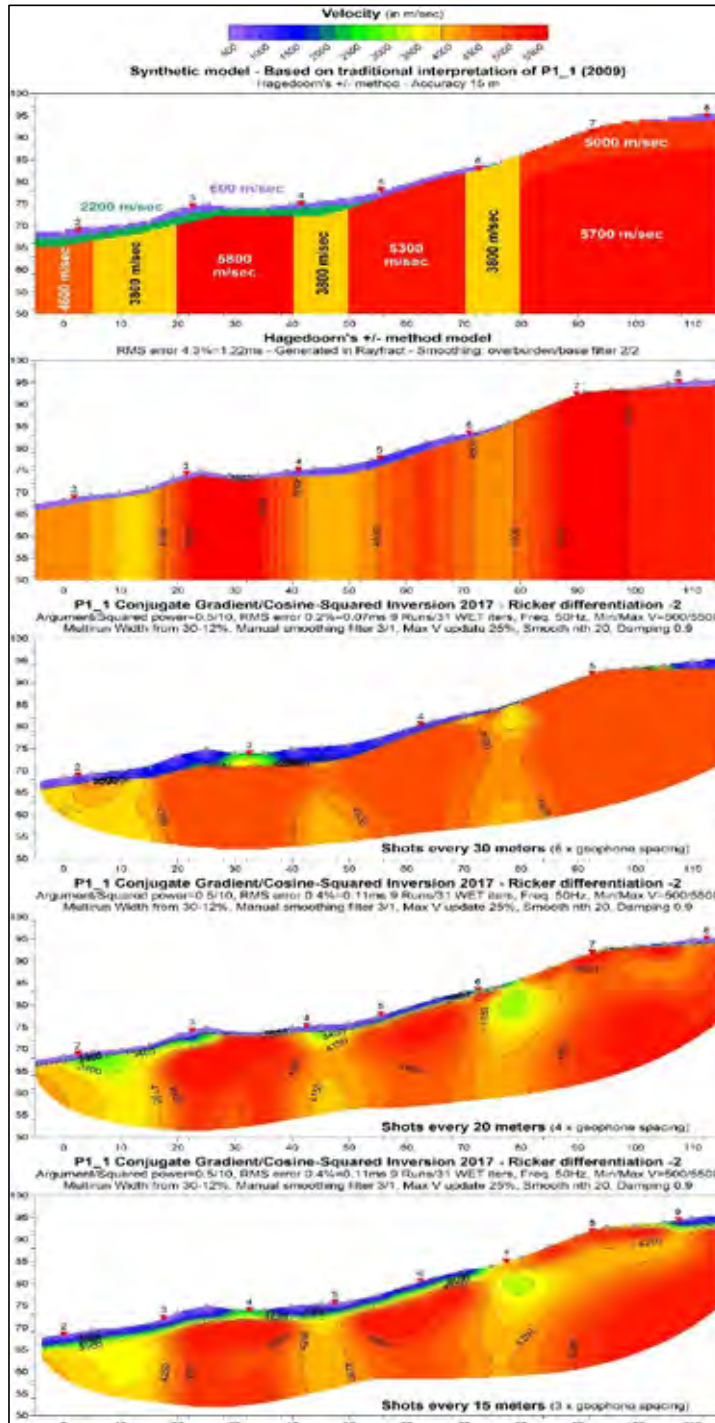
MODELLERING MED VARIERENDE GEOFON- OG SKUDDPUNKTAVSTAND

Kort geofon- og skuddpunktavstand er viktig for å få et godt resultat ved tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data. I dette avsnittet studeres resultatene ved å benytte geofonavstand 5 m som hittil har vært vanlig i Norge og kortere geofonavstand (1 m og 2 m).

Geofonavstand 5 m og varierende skuddpunktavstand

I Figur 2 benyttes en geofonavstand på 5 m og med skuddpunktavstander 30 m, 20 m og 15 m. Den syntetiske modellen vist øverst er identisk med tradisjonell tolking av linje P1-1 fra Knappe-tunnelen i Bergen (Wåle 2009). Under denne vises den automatiske tolkingen med Hagedoorn's Pluss-Minus-metode. De tre nederste bildene viser tomografisk inversjon med antatt beste prosedyre med henholdsvis 30 m, 20 m og 15 m skuddpunktavstand.

Den syntetiske modellen viser to løsmasselag med hastigheter 600 m/s og 2200 m/s. Ved den automatiske tolkingen med Hagedoorn's metode blir løsmassene framstilt som ett tynnere lag med lav hastighet. Årsaken til dette er for lite data til å kunne tolke to lag. Ved den tomografiske inversjonen med 30 m skuddpunktavstand (figur i midten) nyanseres løsmassehastighetene noe og den totale tykkelsen er mer likt utgangsmodellen. Ved tettere skuddpunktavstand (15 m, nederst) kan det se ut som om en har tre løsmasselag med ca. hastigheter 600 m/s, 1500 m/s og 2500 m/s. Tolkningen av løsmasselagene er ikke spesielt vellykket.



Figur 2: Tomografisk inversjon av en syntetiske data, utgangsmodell vist øverst. Bilde nr. 2 viser automatisk tolking med Hagedoorn's metode som benyttes som startmodell ved inversjonen (geofonavstand 5m). Deretter følger tomografisk inversjon med antatt beste prosedyre hvor skuddpunktavstanden er 30 m, 20 m og 15 m.

Den automatiske tolkingen med Hagedoorn's metode viste små variasjoner når skuddpunktavstanden avtok. Tolkingen viser de samme tre svakhetssonene som i den syntetiske modellen. Også sonen i starten av profilet med hastighet 4600 m/s indikeres. Tykkelsen av de tre svakhetssonene med hastighet 3800 m/s i utgangsmodellen varierer noe, og sonene er delvis noe forskjøvet til side. Hastigheten i den første sonen fra venstre er noe lavere enn i utgangsmodellen, mens de to andre viser noe høyere hastigheter. Den tredje sonen avviker mest og viser en hastighet mellom 4250 og 4500 m/s. Den automatiske tolkingen med Hagedoorn's metode viser et relativt godt bilde av den syntetiske modellen, dette til tross for at denne tolkingen er ment som en startmodell for den tomografiske inversjonen.

Den tomografiske inversjonen vist i de tre nederste bildene i Figur 2 er utført med antatt beste prosedyre der tolkingen med Hagedoorn's metode er startmodell. Alle de tre bildene med skuddpunktavstand henholdsvis 30 m, 20 m og 15 m viser respons på alle tre svakhetssonene. Sonene kan følges ned til maksimal penetrasjon som er på ca. 25 m. Korteste skuddpunktavstand 15 m viser det beste bildet av sonene, spesielt av sonen i midten. Hastigheten sentralt i sonene stemmer bra for sonen til venstre (3500 – 3750 m/s). Hastigheten i sonen i midten er noe høy (4000 – 4250 m/s), men hastigheten i sone til høyre er delvis under (3250 – 3500 m/s) og delvis over (4250 – 4500 m/s) hastigheten i utgangsmodellen.

Til høyre i den syntetiske modellen er det lagt inn en sone med noe forvitret berg (5000 m/s). Denne avdekkes ikke ved den automatiske tolkingen med Hagedoorn's metode og heller ikke ved inversjonen med skuddpunktavstand 30 m. Ved kortere skuddpunktavstand (20 m og 15 m) fremstår denne sonen som en kunstig effekt med hastighet ned mot 4000 m/s under materiale med høyere hastighet (hastighetsinversjon).

Modelleringen viser at tettere skuddpunktavstand gir et bedre bilde av den syntetiske modellen, og det er derfor interessant å se om enda kortere geofon- og skuddpunktavstand kan forbedre inversjonen.

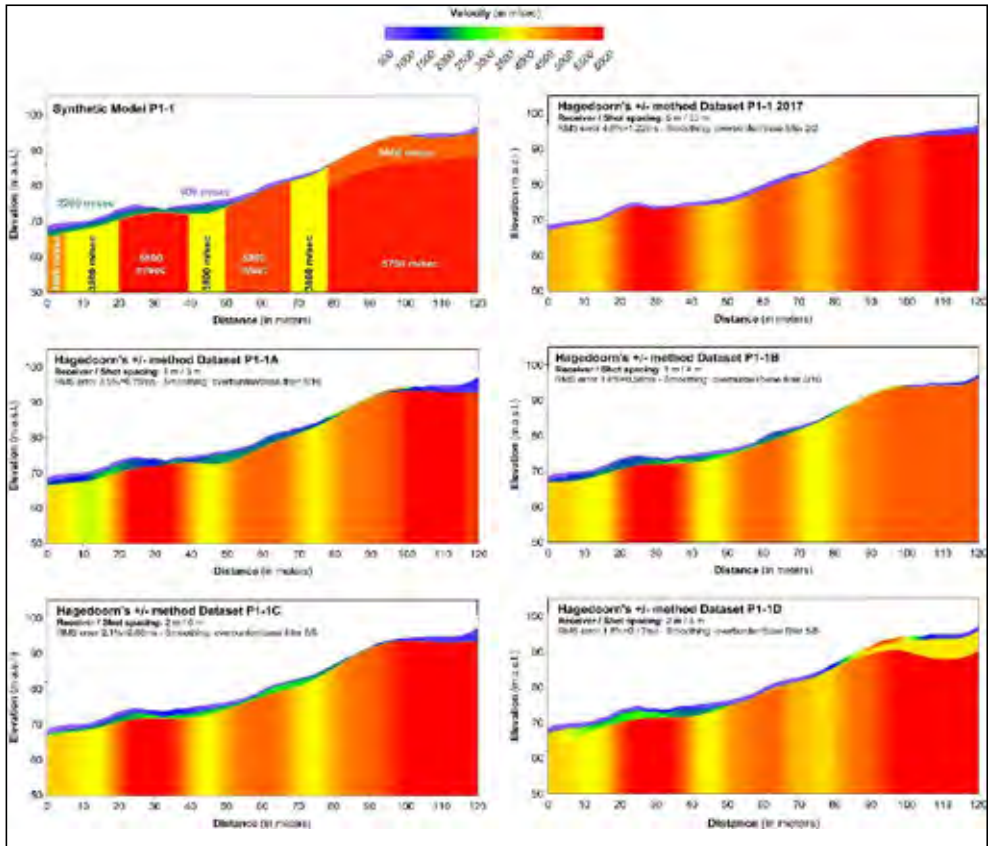
Tettere geofon- og skuddpunktavstand

For å studere effekten av tett geofon- og skuddpunktavstand er det tatt utgangspunkt i den samme syntetiske modellen som i Figur 2, og generert syntetiske data på følgende måter:

- Profil P1-1A: Geofonavstand 1 m, skuddpunktavstand 3 m
- Profil P1-1B: Geofonavstand 1 m, skuddpunktavstand 4 m
- Profil P1-1C: Geofonavstand 2 m, skuddpunktavstand 6 m
- Profil P1-1D: Geofonavstand 2 m, skuddpunktavstand 8 m

Figur 3 viser startmodeller generert med Hagedoorn's Pluss-Minus-metode for disse fire datasettene. For å kunne sammenligne resultatene er også startmodellen med geofonavstand 5 m og skuddpunktavstand 30 m tatt med (øverst til høyre). Tettere geofon- og skuddpunktavstand påviser alle de tre svakhetssonene og gjør sonenes plassering betydelig bedre. Sonenes bredde stemmer meget godt med bredden i utgangsmodellen. Hastighetsfordelingen internt i sonene blir mer nyansert, spesielt ved 1 m geofonavstand. Svakt grønn farge tilsvarer hastigheter i intervallet 3500 m/s til 3750 m/s og ligger like under hastigheten i utgangsmodellen. Ren gulfarge representerer hastigheter i intervallet 3750 m/s til 4000 m/s og stemmer meget bra med hastigheten i utgangsmodellen. I gjennomsnitt er hastigheten i sonene tilnærmet lik hastigheten i utgangsmodellen.

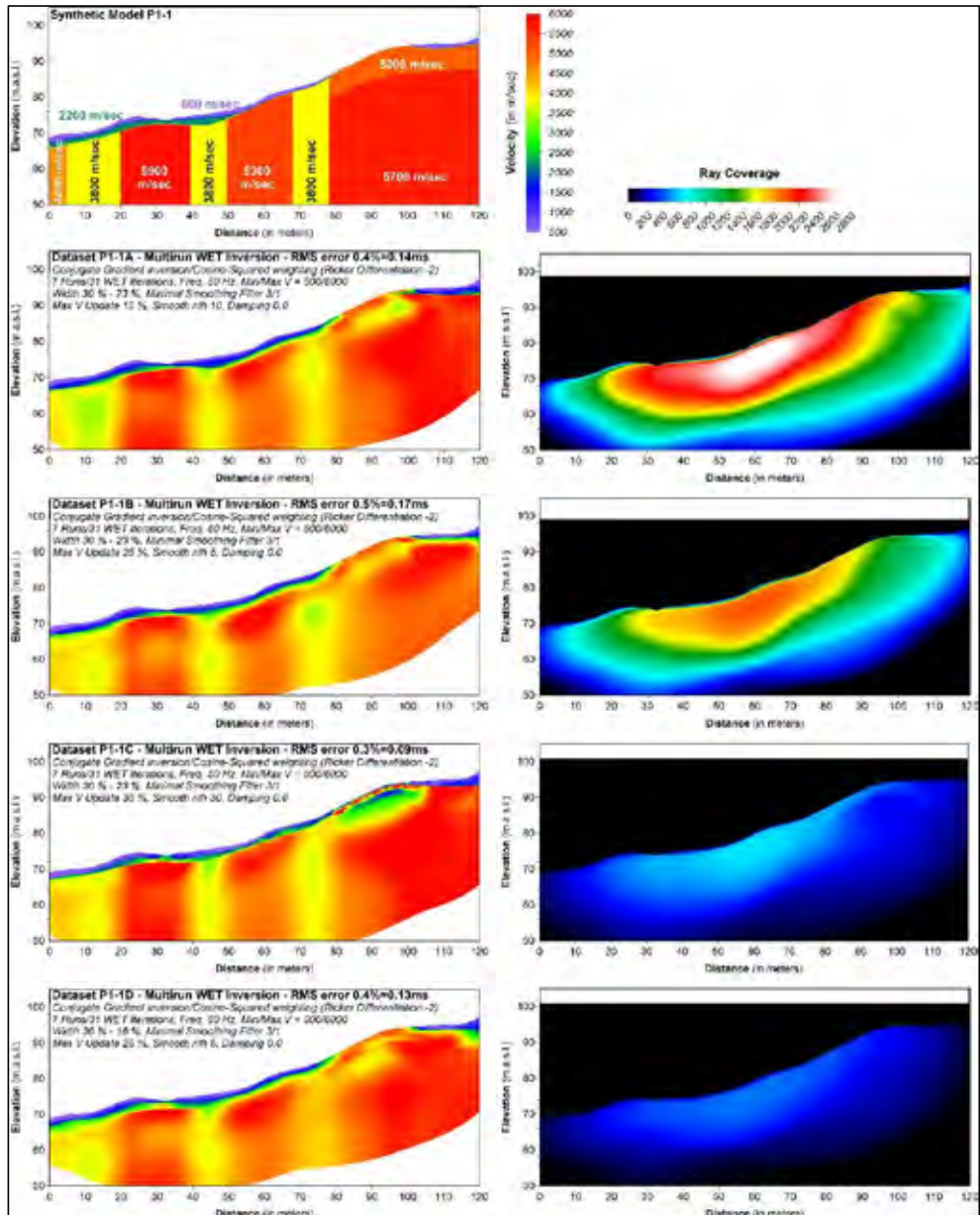
Også løsmasseoverdekket avtegnes mye bedre med kortere geofon- og skuddpunktavstand. Det er mulig å tolke de to løsmasselagene og den totale mektigheten stemmer meget bra med utgangsmodellen. Det er ingen tvil om at tettere geofon- og skuddpunktavstand kan gi bedre tolkingresultater.



Figur 3: Startmodeller generert med Hagedoorn's Plus-Minus-metode. Syntetiske modell (linje P1-1) er vist øverst til venstre. Øverst til høyre vises generert startmodell med geofonavstand 5 m og skuddavstand 30 m. Deretter følger startmodeller for modellene P1-1A til P1-1D (se teksten).

Figur 4 viser tomografisk inversjon med antatt beste prosedyre av de fire profilene med liten geofon- og skuddpunktavstand til venstre og tilsvarende stråledekning til høyre. Startmodellene er generert med Hagedoorn's metode og er de samme som vist i Figur 3. Øverst til venstre vises den syntetiske modellen (utgangsmodellen). Alle fire inversjonene påviser de tre svakhetssonene. Sammenlignet med startmodellene (Figur 3), er imidlertid forløpet mot dypt noe mer diffust, og det er vanskeligere å gi en tolking av sonenes bredde. Hastigheten internt i sonene ligger i hovedsak i intervallene 3500 – 3750 m/s (lys grønn farge) og 3750 – 4000 m/s (ren gul farge), noe som stemmer meget bra med utgangsmodellen. Alle fire inversjonene gir et godt bilde av løsmassetykkelsen med hastigheter som varierer fra ca. 600 m/s dagnært (tørre masser), via ca. 1500 m/s (vannmettede masser) til ca. 2200 m/s (morene) rett over berg. Forvitret fjell i overflaten med hastighet 5000 m/s til høyre i profilet viser kunstige effekter på alle inverterte datasett og spesielt for profil P1-1C (geofonavstand 2 m, skuddpunktavstand 6 m). Her kan det se ut som om tettere skudd (P1-1A og P1-1C) gir større kunstige effekter.

Stråledekningen (Ray coverage) viser opp mot 3000 stråler gjennom hver celle i modellen på det meste (Linje P1-1A). Selv i profilet med størst geofon- og skuddpunktavstand (P1-1D) er stråledekningen over 100 stråler i hver celle, noe som burde være tilstrekkelig for en sikker beregning av hastighetsvariasjonene mot dypet.



Figur 4: Tomografisk inversjon med startmodell generert med Hagedoom's +/-metode for modellene P1-1A til P1-1D (se teksten for detaljer). Til høyre vises stråle-dekningen (ray coverage) for de samme modellene.

MODELLERING AV SYNTETISKE DATA MED FORSKJELLIG STARTMODELL

I dette avsnittet presenteres resultater fra antatt beste inversjonsprosedyre der en benytter forskjellige startmodeller. For mer utfyllende detaljer vises det til rapporter fra NGU (Tassis et al. 2017 og 2018).

Startmodell fra Hagedoorn's Pluss-Minus-metode

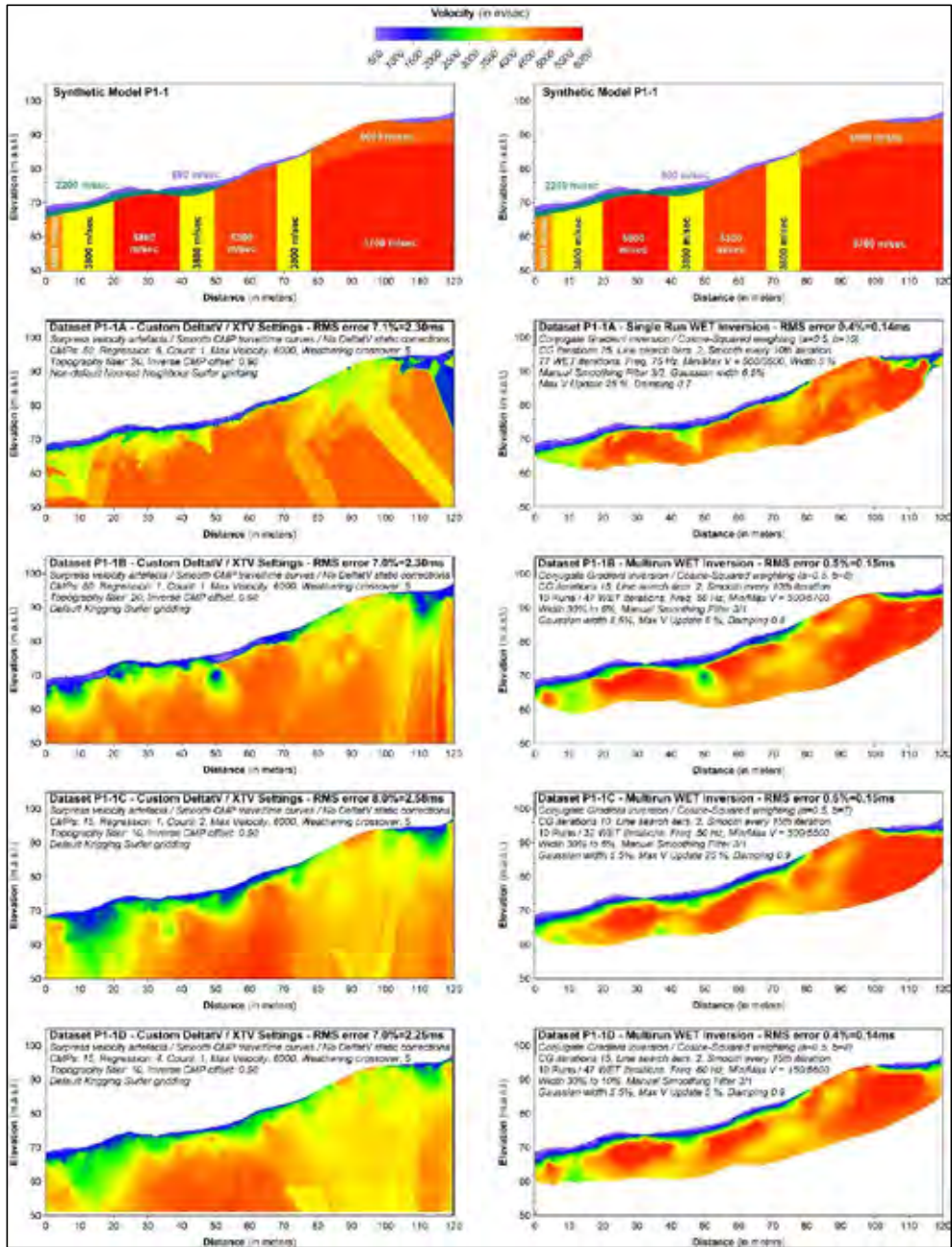
Antatt beste inversjon med startmodell generert med Hagedoorn's metode for de fire profilene P1-1A til P1-1D er vist i Figur 4 og diskutert i forrige avsnitt som omhandlet geofon- og skuddpunktavstand. Det er ikke tvil om at denne inversjonsprosedyren kan gi gode og sannferdige hastighetsprofil, spesielt med liten geofon- og skuddpunktavstand. Startmodellene viste kanskje vel så gode tolkinge av svakhetssonene som de inverterte bildene. Inversjon må likevel utføres da dette kan prosessere bort falske svakhetssoner som skyldes innsynkninger i bergoverflaten (Westerdahl 2003). Inversjonen kan også synliggjøre mulige kunstige effekter som skyldes at forutsetningene for å benytte Hagedoorn's metode ikke er oppfylt (lagenes fall $> 10^\circ$). Inversjonene viste gode bilder av løsmassene både for tykkelse og hastighet. En forvirringssone dagnært ført til noen kunstige effekter.

Startmodell fra DeltatV- og DeltatV/XTV-metoden

For å gjøre utprøvingen av programmet Rayfract komplett, har NGU foretatt inversjon av datasettene P1-1A til P1-1D og et annet profil (P1-6/7A til P1-6/7 D) med antatt beste prosedyre, men med startmodell generert med en enkel variant av DeltatV-metoden. Resultatene fra dette arbeidet var ikke imponerende (Tassis et al. 2018).

Siegfried Rohdewald, som har utviklet programmet Rayfract, har invertert de samme datasettene med en mer avansert versjon av DeltatV-metoden kalt XTV. Resultatene foreligger i NGU-Rapport (Tassis et al. 2018). Figur 5 viser resultatene av genererte startmodeller og inverterte profiler med DeltatV/XTV-metoden.

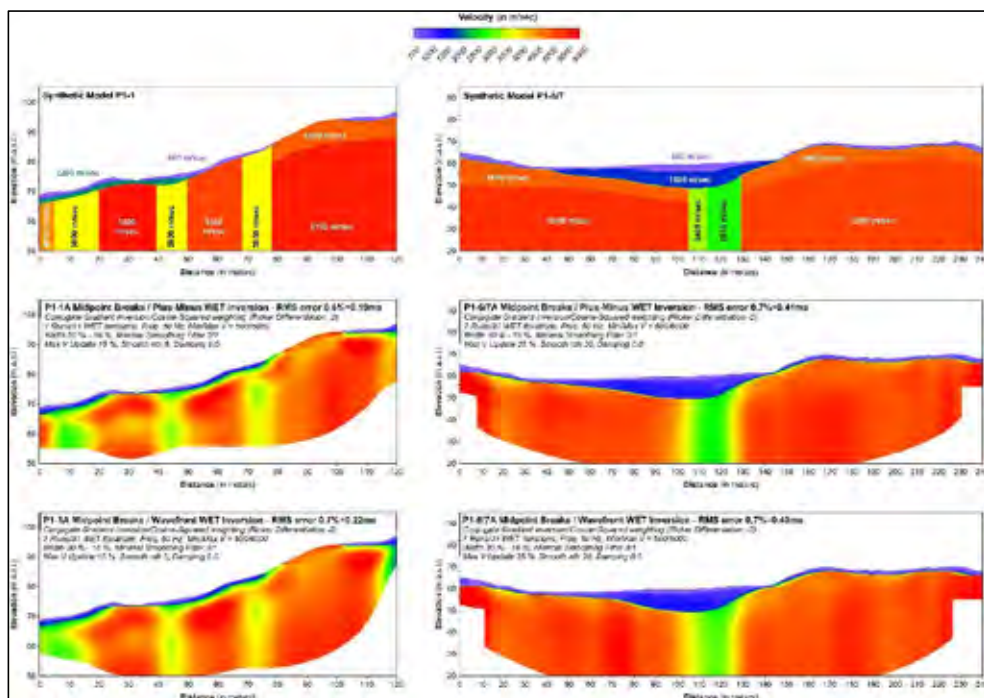
Startmodellene generert med DeltatV/XTV-metoden viser meget uklare bilder som det er vanskelig å trekke noen informasjon ut av. Det er heller ikke meningen da dette utelukkende er ment som startmodell for inversjonen. De inverterte hastighetsprofilene er vist i høyre del av Figur 5. Tykkelsen av løsmassene er relativt godt angitt, men hastigheten i disse er jevnt over for lave, spesielt for modellene P1-1A og P1-1B der hastigheten er jevnt over ca. 600 m/s (fiolett farge). Alle de tre svakhetssonene indikeres, men bildene av de er uklare. Sonen til venstre strekker seg mot dypet i hele profilet, men hastigheten synes noe lav (< 3500 m/s, grønn farge). Bredden av sonen er vanskelig å tolke da den flyter sammen med lavhastighetssonen i starten av profilet (P1-1A) og smalner inn til ca. 5 m ved profil P1-1D. Den midtre sonen markeres klart på P1-1A med bredde ca. 10 m som i utgangsmodellen, men sonen strekker seg bare 5 – 10 m mot dypet. På de andre profilene blir bildene mer diffuse. Posisjonen forskyves mot høyre (P1-1B), ingen av profilene viser at sonen strekker seg spesielt dypt og hastigheten er stedvis over 4000 m/s. Svakhetssonene påvises, men bildet av de er klart dårligere enn ved inversjonen med startmodell generert med Hagedoorn's metode.



Figur 5: Tomografisk inversjon med startmodell generert med metoden «DeltatV/XTV». Den syntetiske modellen er vist øverst på begge sider. Til venstre vises startmodellene for linjene P1-1A til P1-1D (se teksten for detaljer). Til høyre vises de inverterte profilene for de samme modellene.

Startmodell fra Bølgefront-metoden

Tomografisk inversjon med antatt beste prosedyre av profilene P1-1A (til venstre) og P1-6/7A (til høyre) er vist i Figur 6. Utgangsmodell (syntetisk modell) for disse to profilene er vist øverst, deretter følger inversjon med startmodell generert med Hagedoorn's metode (se også Figur 4) og nederst med Bølgefront-metoden. Ved begge disse metodene er knekkpunkter på gangtidskurvene plukket halvautomatisk. Dette betyr at knekkpunktene er plukket automatisk, men manuelt tilordnet de forskjellige lagene i modellen. Dette på grunn av et meget stort antall skudd og geofonplasseringer (mange gangtidskurver). Bølgefront-metoden er en variant av GRM-metoden (Generalised Reciprocal Method) publisert av Palmer (1980) og som er en videreutvikling av Hagedoorn's metode (Reynolds 2011).



Figur 6: Tomografisk inversjon av de syntetiske profilene P1-1A og P1-6/7A der startmodellen er generert ved Hagedoorn's Pluss-Minus-metode (midten) og Bølgefront-metoden (nederst). Ved begge metodene er det plukket knekkpunkter i gangtidskurvene på halvautomatisk måte (se tekst).

Som tidligere diskutert, gir antatt beste inversjon med startmodell generert med Hagedoorn's metode et relativt godt bilde av utgangsmodellen for profil P1-1A. Dette gjelder også for modell P1-6/7A som vist i midten til høyre i Figur 6.

Antatt beste inversjon med startmodell generert med Bølgefront-metoden for de samme to profilene er vist nederst i Figur 6. Metoden gir et relativt godt bilde av utgangsmodellen både for profil P1-1A og for profil P1-6/7A. Dette gjelder både for svakhetssonene og for løsmassefordelingen. Inversjoner med startmodell generert med Bølgefront-metoden påviser de

tre svakhetssonene i profil P1-1A, men bildet er kanskje noe mere diffust enn ved startmodell generert med Hagedoorn's metode. Hastigheten i sonene stemmer godt for sonene i midten og til høyre. Den første sonen viser en noe for lav hastighet (< 3500 m/s), og sonen smelter sammen med sone med moderat hastighet i starten av profilet. Kunstig effekt som kan skyldes forvitret berg i overflaten til høyre i utgangsmodellen gir en mer markert kunstig effekt. En annen kunstig effekt kan ses mellom sone en og to i profilet, ved posisjon 30.

Inversjonen av profil P1-6/7 (Figur 6 til høyre) gir et meget godt bilde av utgangsmodellene både med startmodell generert med Hagedoorn's metode og med startmodell generert med Bølgefront-metoden. Svakhetssonen i midten av profilet fremstår med korrekt bredde og med tilnærmet korrekt hastighet (ca. 3000 m/s). Ingen av de to metodene gir et godt bilde av hastighetsvariasjonen internt i sonen (3400 m/s og 2800 m/s).

Løsmassetykkelsen i profil P1-6/7A er noe større enn i profil P1-1A, totalt ca. 10 m. Begge inversjonene gir et relativt godt bilde av disse både når det gjelder total mektighet og intern hastighetsfordeling (ca. 600 m/s og ca. 1800 m/s). Rett over svakhetssonen er det noe avvik i hastighetsfordelingen.

Langs hele profil P1-6/7A er det i utgangsmodellen angitt en sone med forvitret berg med hastighet 5000 m/s og 4900 m/s. Denne indikeres ved begge metodene, men som en tynnere sone med lavere hastighet (ca. 3900 m/s) og med en gradvis uregelmessig overgang til høyere hastigheter mot dypet. Årsaken er nok at dette laget har liten hastighetskontrast til underliggende lag og at det ikke er identifisert ved plukkingen av knekkpunkter i gangtidskurvene. Dette er ikke noe stort problem da slik overflateforvitring i praksis vil ha en gradvis overgang til høyere hastighet. Styrken med de to inversjonsmetodene er at slik overflateforvitring kan fremstå på tolkingene.

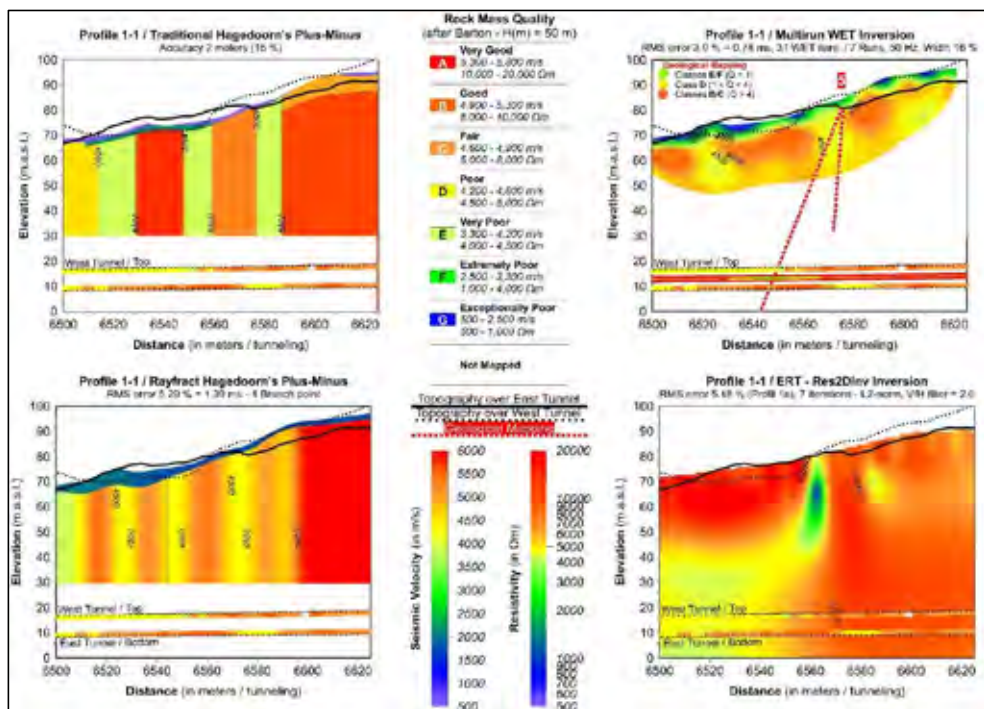
SAMMENLIGNING AV GEOFYSIKK MED DATA FRA TUNNELDRIVING

Påviste svakhetssoner ved forskjellige tolkinger av refraksjonsseismikk og resistivitetsmålinger er tidligere sammenholdt med observasjoner ved drivingen av Knappetunnelen i Bergen (Rønning et al. 2016) og presentert på Bergmekanikkdagen 2017 (Rønning et al. 2017). I ettertid har ny kompetanse vist at inversjonen av refraksjonsseismikken ikke var optimal, og en ny inversjon med antatt beste prosedyre ble foretatt (Rønning et al. 2019). I dette arbeidet ble også resultatene ved de geologiske forundersøkelsene også tatt med. De refraksjonsseismiske data ble samlet inn av GeoPhysix (Wåle 2009) og resistivitetsdata av NGU (Ganerød et al. 2009). Geofonavstand var 5 m og skuddavstand 30 m mens det ved resistivitetsmålingene ble benyttet en elektrodeavstand på 10 m.

Påviste soner ved forskjellige forundersøkelser

Et eksempel på forskjellige tolkinger av de målte geofysiske data, geologiske forundersøkelser og observert bergmassekvalitet langs nordlige del av Knappetunnelen er vist i Figur 7. Øverst til venstre vises den tradisjonelle tolkingen av refraksjonsseismikken med Hagedoorn's metode langs profil P1-1 (Wåle 2009). Nederst til venstre vises en automatisk tolking med samme metode. Øverst til høyre vises antatt beste tomografiske inversjon av de samme data (startmodell generert med Hagedoorn's metode, «Multi-run Conjugate gradient» inversjon, «Cosine squared» vektning og med minimal glatting). Nederst til høyre vises reprosesserte resistivitetsdata. Under hvert bilde presenteres fargekodet observert bergmassekvalitet i de to

tunnelløpene, vestre løp i tunnelens heng og østre løp i tunnelens såle. Tolket bergmassekvalitet ut fra de geologiske forundersøkelsene er vist sentralt mellom bergmassekvalitet i østre og vestre tunnellop i figuren øverst til høyre.



Figur 7: Sammenstilling av tolkinger av reelle data fra profil P1-1 fra Knapptunnelen i Bergen. Tradisjonell tolking med Hagedoorn's metode (øverst til venstre), automatisk tolking med Hagedoorn's metode (nederst til venstre), tomografisk inversjon med antatt beste prosedyre (øverst til høyre) og resistivitet (nederst til høyre). Under hvert bilde er observert bergmassekvalitet under tunneldrivingen plottet, data fra vestre tunnel i tunnelens heng og fra østre tunnel i tunnelens såle. Tolket bergmassekvalitet fra geologiske forundersøkelser er plottet midt i tunnelen øverst til høyre (fra Rønning et al. 2019).

Som Figur 7 viser, er det sprik i tolkingene. Den tradisjonelle tolkingen av refraksjonsseismikken viser tre klare svakhetssoner, alle med hastighet 3800 m/s. Dette er modellen som er benyttet til å beregne syntetiske data fra ved modelleringene i forrige avsnitt. Den automatiske tolkingen med Hagedoorn's metode indikerer fire svakhetssoner, og de er noe forskjøvet i forhold til den manuelle tolkingen og det er avvik i tolket hastighet. Ved tomografisk inversjon med antatt beste prosedyre indikeres to soner klart og en tredje sone noe mer diffust i ny posisjon mot slutten av profilet. Resistivitetsprofilet viser en todeling nede i tunnelnivå i starten av profilet med lave verdier ($< 4500 \Omega\text{m}$) som faller sammen med dårlig og delvis meget dårlig bergmassekvalitet i vestre tunnellop. De geologiske forundersøkelsene indikerte bergmassekvalitet D ($Q < 4$) og delvis bergmassekvalitet E/F ($Q < 1$) i en nær 70 m bred sone og denne tolkingen faller sammen med påvist dårlig og meget dårlig bergmassekvalitet i vestre tunnellop. Med så mye sprik i resultatene var det svært interessant å se på hvordan de geofysiske tolkingene og den geologiske forundersøkelsen stemmer med påvist bergmassekvalitet for de deler av Knapptunnelen felles data foreligger.

Rønning et al. (2019) viser forskjellige tolkinger av geofysikken og resultater fra geologiske forundersøkelser sammenlignet med påvist bergmassekvalitet i de to tunnellopene langs store

delar av Knappetunnelen. Kriterier for å tolke en svakhetsone er p-bølgehastighet lavere enn 4500 m/s og resistivitetsverdi lavere enn 4500 Ωm . Dersom indikert sone faller på eller innenfor ± 10 meter fra påvist dårlig (meget dårlig) bergmassekvalitet i ett eller i begge tunneløpene, registreres dette som treff. Det antas i utgangspunktet at sonene er mer eller mindre vertikale. En oppsummering av resultatene er vist i Tabell 1. Totalt er det registrert 26 soner med dårlig eller meget dårlig bergmassekvalitet i de to tunnelene, men ingen soner med dårligere bergmassekvalitet enn dette.

Metode	Geologisk kartlegging	Trad. tolk seismikk	Auto +/- seismikk	Tomografisk inversjon	Resistivitet
Antall ja	7	11	14	14	16
Antall delvis	4	4	7	3	7
Antall totalt	11	15	21	17	23
Antall nei	15	11	5	9	3
Antall falske	3	4	8	7	3
Treff-faktor	-7	0	8	1	17

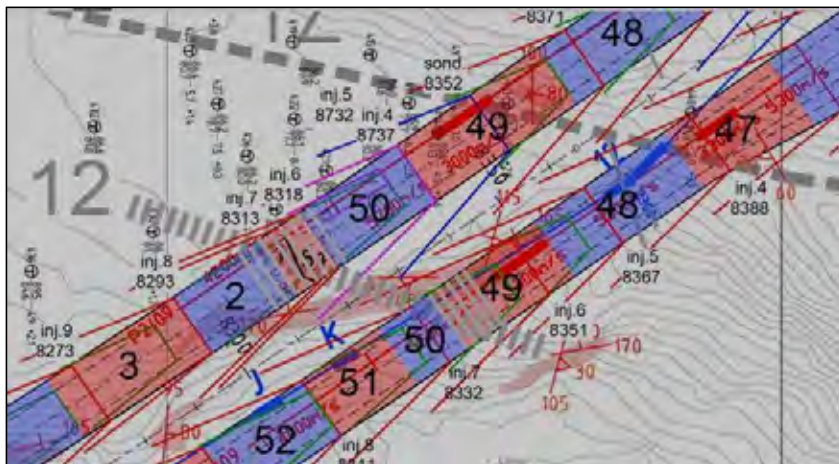
Tabell 1: Antall treff (ja), delvis treff, totalt antall treff, ikke påviste (nei) og falske svakhetssoner i tunnelnivå for undersøkelsesmetodene geologisk kartlegging ved forundersøkelsene, tradisjonell tolking av refraksjonsseismikk, automatisk tolking av refraksjonsseismikk med Hagedoorn's pluss-minus-metode, tomografisk inversjon med antatt beste prosedyre og resistivitet. En treff-faktor er beregnet ut fra totalt antall treff minus summen av antall soner som ikke ble påvist og antall falske soner.

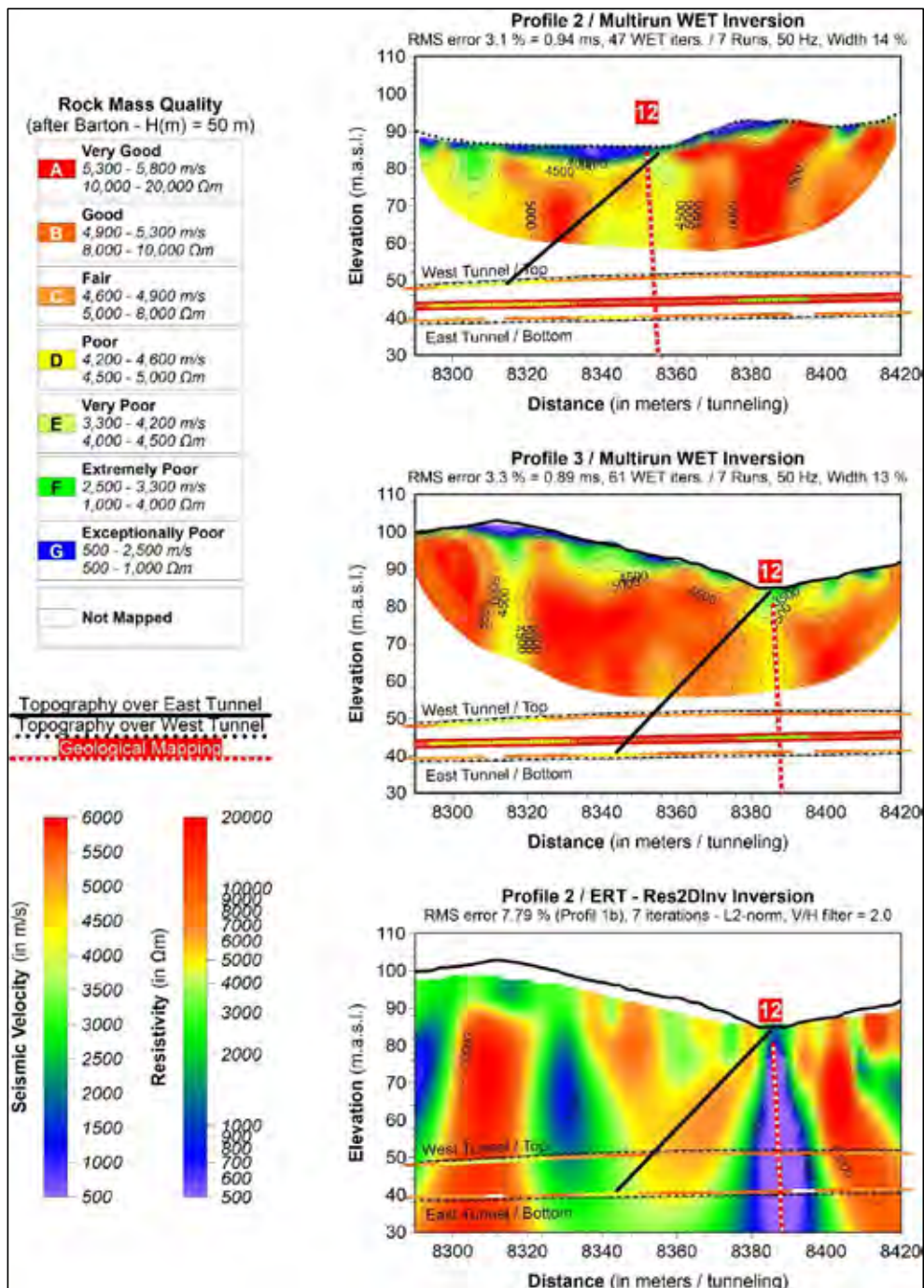
En evaluering av metoders treffsikkerhet kan vektlegge forskjellige forhold og derved gi forskjellige resultater. NGU har valgt å beregne en «treff-faktor» ved å ta summen av antall soner av de 26 som ble påvist helt og delvis, og trekke fra antall soner som ikke ble påvist og antall falske soner (se Tabell 1). Denne analysen viser at for de data som er analysert på denne måten fra Knappetunnelen, er Resistivitet vinner, mens den geologiske kartleggingen kommer noe dårligere ut. Ved de tre seismiske tolkingene er den automatiske tolkingen med Hagedoorn's metode best mens tradisjonelle tolkinger og tomografisk inversjon med antatt beste prosedyre kommer nesten likt ut.

Svakhetsone med fall

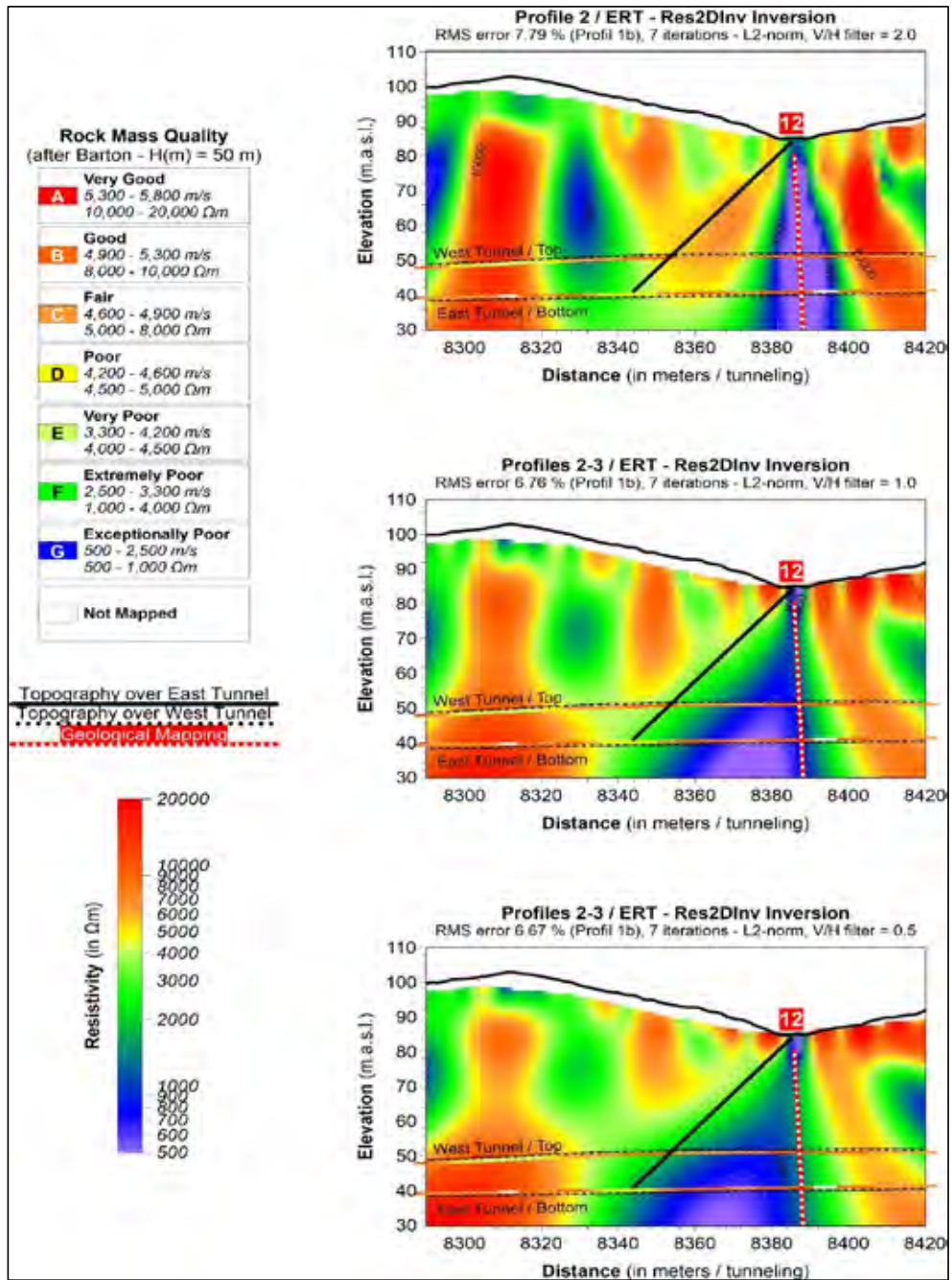
Tidligere studier har vist at ved resistivitetsmålinger kan en få indikasjoner på svakhetssoners fallet (Reiser et al. 2009). Ved tomografisk inversjon av refraksjonsseismikk kan tolking av fall være noe mer utfordrende (Tassis et al. 2017). Ved tradisjonelle tolkinger med Hagedoorn's metode er det bare unntaksvis mulig å tolke svakhetssoners fall. Ved alle analyser så langt i dette arbeidet, er det forutsatt at sonene faller nær vertikalt. Ved drivingen av Knappetunnelen ble det indikert at sone 12 har et fall på ca. 45° mot sør (se Figur 8). Sonens skjæring med de to tunnelene ble tolket til å ligge ca. 40 m sør for sonens utgående (Kirkeby 2019). Dette har da medført at sonen delvis ble registrert som falsk eller ikke påvist ved noen metoder i Tabell 1.

Sone 12 indikeres med hastighet 3000 m/s i den tradisjonelle tolkingen av seismikkprofil 2 over vestre tunneløp og 3300 m/s langs profil 3 over østre tunneløp (se Figur 8). Ved resistivitsprofilen, som ligger mer eller mindre over østre tunneløp, indikeres sonen som en vertikal struktur med resistivitet 2300 Ωm i toppen og ned mot 500 Ωm i dypet (se Figur 9). Sonen er den mest markerte ved resistivitetsdata langs hele Knappetunnelen, og resistivitetsnivået indikerer leiromvandling i sonen (Rønning et al. 2013). Leire i sonen er påvist, og det var nødvendig med tung sikring i form av ø20 mm armerte sikringsbuer (Kirkeby 2019).





Figur 9: Detaljstudie av sone 12 som er tegnet inn som svart strek på seismisk Profil 2 (øverst), seismisk Profil 3 (i midten) og ved resistivitet (nederst). Ved tunneldriving viste sone 12 et fall på ca. 45° mot sør. Forskyvning i posisjon skyldes at sonen krysser de to tunnelene i en relativt spiss vinkel. Resistivetsprofilen ligger nært opp til seismisk Profil 3. Merk at observert tunnelkvalitet er plottet i tunnelheng ved vestre tunnel og i tunnelsåle i østlige tunnel.



Figur 10: Reprosessert resistivitet med varierende vertikal-horisontal-filter (V/H-filter) ved sone 12. Øverst: V/H filter lik 2 (som i Figur 9). I midten: V/H filter lik 1. Nederst: V/H filter lik 0,5. Ved tunneldriving viste sone 12 et fall på ca. 45° mot sør (sort strek). Resistivitetsprofilen ligger nærmest østlige tunnel.

DISKUSJON OG KONKLUSJONER

I denne artikkelen legges det vekt på muligheter og begrensninger ved tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data. Effekten av å bruke forskjellig startmodell, effekten av varierende geofon- og skuddavstand og ingeniørgeologiske forhold diskuteres. For å kunne sammenligne er også data fra resistivitetsmålinger og geologisk kartlegging tatt med.

Valg av startmodell ved tomografisk inversjon

Tidligere undersøkelser i Norge har vist at tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data kan avvike fra tradisjonelle tolkninger (Rønning et al. 2009). I et samarbeid med Statens vegvesen Vegdirektoratet har NGU studert muligheter og begrensninger ved metoden gjennom flere år. Prosedyren her går ut på å beregne syntetiske data fra en kjent modell og så gjøre en inversjon av disse. En sammenligning av utgangsmodell med invertert sluttprodukt gir et bilde av hvor god inversjonsprosedyren er. Dette arbeidet har resultert i flere rapporter og artikler som beskriver erfaringene (Rønning et al. 2016, Rønning et al. 2017, Rønning et al. 2019, Tassis et al. 2017 og Tassis et al. 2018).

De fleste som arbeider med tomografisk inversjon av refraksjonsseismikk benytter programmet Rayfract. Her finnes fem valg for generering av startmodeller og flere valg for selve inverteringen av data. På Bergmekanikkdagen i 2017 ble en antatt beste prosedyre for tomografisk inversjon presentert (Rønning et al. 2017) men samtidig anbefalt en uttesting av alle metoder for generering av startmodeller for inversjonen.

NGU har tidligere testet inversjon av syntetiske data beregnet fra kjente modeller der startmodeller ble generert med 1D Gradient modell og 2D modell generert med Hagedoorn's metode (Tassis et al. 2017, Rønning et al. 2017). Dette arbeidet viste klart at inversjon med en 2D startmodell generert med Hagedoorn's metode var å foretrekke. I en videreføring av dette arbeidet (Tassis et al. 2018) ble også startmodeller generert med DeltatV-metoden og Bølgefrontmetoden utprøvd. I denne artikkelen presenteres inversjoner av syntetiske data der startmodeller er generert med disse to metodene og Hagedoorn's metode.

En enkel generering av startmodell med DeltatV-metoden viste forvirrende startmodeller, og den tomografiske inversjonen av disse med antatt beste prosedyre viste ikke noe godt bilde av svakhetssonene og løsmassene i den syntetiske modellen (Tassis et al. 2018). En mer avansert variant av samme metode, DeltatV/XTV utført av ekspertene Siegfried Rohdewald, viste noe bedre bilde. Svakhetssonene ble påvist, men ikke så bra som ved å benytte startmodell generert med Hagedoorn's metode, dette til tross for geofonavstand på 1 m og skuddavstand 3 m eller 4 m. Geofonavstand 2 m og skuddavstand 6 m og 8 m indikerte svakhetssonene, men det ble umulig å tolke svakhetssonenes bredde og hastighet.

Et forsøk med å generere startmodell med Bølgefront-metoden viste relativt gode bilder av svakhetssonene og løsmassene. En kan imidlertid konkludere med at tilsvarende inversjoner med startmodell generert med Hagedoorn's metode var noe bedre.

Modelleringen med syntetiske data har vist at en ved tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data kan få gode bilder av svakhetssoner i berg, men det er meget viktig at inversjonen utføres på rette måten. Antatt beste prosedyre er å generere en startmodell med Hagedoorn's metode for deretter å gjøre en «multi-run» inversjon med metoden «Conjugate gradient» og «Cosine squared» vektning og med minimal glatting.

Valg av geofon- og skuddavstand

Figur 2 viser at en startmodell generert med Hagedoorn's metode kan være en god selvstendig tolking av svakhetssoner selv med en geofonavstand på 5 m og en skuddavstand på 30 m. Svakhetssonene fremstår imidlertid med noe forhøyet hastighet, men det gis et relativt godt bilde av sonenes bredde. Tomografisk inversjon med antatt beste prosedyre gir gode bilder av utgangsmodellen, og disse blir bedre med kortere avstand mellom skuddpunktene (20 m og 15 m). Med en geofonavstand på 5 m er det ikke mulig å dele inn tynne løsmasser i mer enn ett lag. Dette gjør at både løsmassenes tykkelse og hastighet blir noe feil ved den automatiske tolkingen med Hagedoorn's metode. Bildet av løsmassene forbedres ved tomografisk inversjon.

Modellering har vist at med geofonavstand 1 m og med skuddavstand 3 m og 4 m kan det oppnås svært gode bilder av svakhetssoner både som startmodell generert med Hagedoorn's metode og som tomografisk inverterte bilder. Dette gjelder både sonenes bredde og hastighet, men også løsmassenes tykkelse og hastigheter. Det samme kan sies for geofonavstand 2 m og skuddpunktavstander på 6 m og 8 m, men her kan kunstige effekter være mer fremtredende.

Det er ikke tvil om at kortere geofonavstand og skuddavstand gir mer sannferdig bilde av svakhetssoner og løsmasser. Spørsmålet blir om den faglige gevinsten kan forsvare merkostnader ved datainnsamlingen og om det er praktisk mulig å skyte refraksjonsseismikk med tett geofonavstand.

Ingeniørgeologiske forhold.

Modelleringen har vist at tomografisk inversjon av refraksjonsseismiske data kan få relativt gode bilder av både svakhetssoner i berg og løsmasselagene over dersom inversjonen gjøres med riktig prosedyre. Spørsmålet blir da: Hvordan stemmer dette med observasjoner i tunnelnivå? NGU har tidligere studert dette med data fra nordre del av Knappetunnelen i Bergen (Rønning et al. 2016, Rønning et al. 2017). Inversjonsprosedyren ved dette arbeidet var ikke optimal, og NGU har derfor gjort dette på nytt med antatt beste prosedyre som beskrevet ovenfor.

Observerte bergmassekvalitet fra de to tunneløpene i nordre del av Knappetunnelen i Bergen er sammenlignet med resultater fra geologiske forundersøkelser, refraksjonsseismiske data tolket på tre forskjellige måter og resistivitetsdata. En «treff-faktor» er beregnet ved å summere antall treff på dårlig og meget dårlig bergmassekvalitet og trekke fra antall ikke påviste soner og falske soner. Dette ble gjort for metodene geologiske forundersøkelser, tradisjonell tolking av refraksjonsseismikk med Hagedoorn's metode, automatisk tolking med Hagedoorn's metode, tomografisk invertert refraksjonsseismikk med antatt beste prosedyre og resistivitetsdata. Denne sammenligningen viste at tradisjonell tolking av refraksjonsseismiske data gav tilnærmet like god «treff-faktor» som den tradisjonelle tolkingen. En automatisk tolking med Hagedoorn's metode gav imidlertid en noe høyere treff-faktor. Resistivitetsdata kom best ut av denne testen, mens geologiske forundersøkelser kom noe dårligere ut.

Kriteriene for definering av en sone ved de geofysiske metodene var seismisk hastighet lavere enn 4500 m/s og resistivitet lavere enn 4500 Ωm . Dersom en sone med (meget) dårlig bergmassekvalitet kom innenfor en avstand på +/- 10 m fra de geofysiske anomaliene ble det regnet som treff. Grenseverdiene her kan helt sikkert diskuteres. En seismisk hastighet på 4500 m/s er ikke spesielt lavt, med dette var den samme for alle seismiske tolkingsmetoder. En grense for resistivitet på 4500 Ωm er kanskje noe høy sett i lys av tidligere publiserte tolkingsmodell

(Rønning et al. 2013), men langs Knappetunnelen var resistiviteten jevnt over i størrelsesorden 10 k Ω m, og da blir 4500 Ω m klart lavt.

En av svakhetssonene ved Knappetunnelen viste ved tunneldrivingen et fall på 45° mot sør. Dette ble ved den første analysen oversett, men et kritisk studium av invertert hastighetsprofil viste en anomali som kunne skyldes dette fallet. En reprosessering av resistivitetsdata der en fokuserte på mer horisontale strukturer indikerte klart sonens fall. Dette viser at en alltid må prosessere resistivitetsdata med fokus både på vertikale og horisontale strukturer, noe som også er påpekt tidligere (Rønning et al. 2015).

Dette arbeidet har også lært oss at kunstige effekter hvor fordypninger i fjelltopografien kan bli tolket som svakhetssone (Westerdahl 2003) kan prosesseres vekk ved tomografisk inversjon.

TAKK!

Forfatterne ønsker å rette en stor takk til Statens vegvesen som har bidratt til at denne undersøkelsen kunne gjennomføres. Dette gjelder Region vest som sørget for mer detaljert datafangst slik at tomografisk inversjon av data fra Knappetunnelen ble mulig, og ikke minst Vegdirektoratet som har gitt økonomisk støtte til NGU gjennom flere år slik at metodestudier kunne gjennomføres. Marco Brønner og Jomar Gellein ved NGU takkes for verdifulle innspill.

REFERANSER

- Ali Ak, M. 1990: An analytical raypath approach to the refraction wavefront method. *Geophysical Prospecting*, vol. 38, pp. 971 – 982.
- Bruckl, E. 1987: The Interpretation of Traveltime Fields in Refraction Seismology. *Geophysical Prospecting*, vol. 35, pp. 973 – 992.
- Ganerød, G.V., Dalsegg, E. & Rønning, J.S. 2009: Geologiske og geofysiske undersøkelser for tunnelstrekning Sandeide-Liavatnet, Ringveg Vest, Bergen. NGU Rapport 2009.077, 23 pp. https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2009/2009_077.pdf
- Gebrande, H. & Miller, H. 1985: Refraktionsseismik (in German). In Bender, F. (Editor) *Angewandte Geowissenschaften II*. Ferdinand Enke, Stuttgart; pp. 226 – 260- ISBN 3-432-91021-5.
- Hagedoorn, J.G. 1959: The Plus-Minus method of interpreting seismic refraction sections. *Geophysical Prospecting* 7 (2), pp.158 – 182.
- Kirkeby, T. 2010: Ringveg Vest i Bergen, 2. byggetrinn. Ingeniørgeologisk rapport til konkurransegrunnlaget. Oppdragsrapport nr. 2010127742-001, 132 sider.
- Kirkeby, T. 2013: Resistivitet og tunnelkartlegging, Ringveg Vest i Bergen. Eller; hvordan gikk det egentlig. Foredrag, Svv Teknologidagene i Trondheim 21. – 24. oktober 2013.
- Kirkeby, T. 2019: Geologisk sluttrapport for Knappetunnelen. Rapport under utarbeidelse. Statens vegvesen Vegdirektoratet.
- Lecomte, I., Gjøystdal, H., Dahle, A. & Pedersen, O.C. 2000: Improving modelling and inversion in refraction seismic with a first order Eikonal solver. *Geophysical Prospecting*, vol. 48, pp. 437 – 454.
- Palmer, D. 1980: The Generalized Reciprocal Method of Seismic Refraction Interpretation. Society of Exploration Geophysicists, Tulsa. ISBN 0-931830-14-1.

- Rayfract 2018a: Rayfract Seismic Refraction & Borehole Tomography- Subsurface Seismic Velocity Models for Geotechnical Engineering and Exploration. Downloaded from <http://rayfract.com>
- Rayfract 2018b: Rayfract help. Download from <http://rayfract.com/help/rayfract.pdf>
- Reiser, F., Dalsegg, E., Dahlin, T., Ganerød, G.V. and Rønning, J.S. 2009: Resistivity Modelling of Fracture Zones and Horizontal Layers in Bedrock. NGU Report 2009.070 (117 pp.). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2009/2009_070.pdf
- Reynolds, J. M. 2011: An Introduction to Applied and Environmental Geophysics. Wiley & Sons, West Sussex, UK (2nd edition).
- Rønning, J.S., Dalsegg, E., Heincke, B., Tønnesen, J.F. & Wisen, R. 2009: Resistivitetsmålinger og retolkning av seismikk langs E6 og Dovrebanen ved Mjøsa. NGU Rapport 2009.064 (50 sider). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2009/2009_064.pdf
- Rønning, J.S., Ganerød, G.V., Dalsegg, E. & Reiser, F. 2013: Resistivity mapping as a tool for identification and characterization of weakness zones in bedrock - definition and testing of an interpretational model. Bull. Eng. Geol. Environment Volume 73, Issue 4 (2014), Page 1225-1244.
- Rønning, J.S., Dalsegg, E., Drageset, L., Ganerød, G.V. & Wiig, Hanne Sagen 2015: Resistivitetsmålinger langs jernbanetunnel Holm – Nykirke. Hva kan vi lære? Bergmekanikkdagen 2015, artikkel 31. (15 sider).
- Rønning, J.S., Tassis, G., Kirkeby, T. & Wåle, M. 2016: Retolkning av geofysiske data og sammenligning med resultater fra tunneldriving, Knappe-tunnelen ved Ringveg Vest i Bergen. NGU Rapport 2016.048 (48s.). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2016/2016_048.pdf
- Rønning, J.S., Tassis, G., Kirkeby, T. & Rohdewald, S. 2017: Geofysiske metoder og svakhetssoner i fjell. Hva fungerer best? Bergmekanikkdagen 2017. Artikkel 27 (22 s.).
- Rønning, J.S., Tassis, G., Kirkeby, T. & Wåle, M. 2019: Reprosessering og ny samtolking av geofysiske data med resultater fra tunneldriving, Knappe-tunnelen ved Ringveg Vest i Bergen. NGU Rapport 2019.014 (57s.). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2019/2019_014.pdf
- Schuster, G.T. & Quintus-Bosz, A. 1993: Wavepath eikonal travelttime inversion: Theory. Geophysics vol. 58, pp. 1314 – 1323.
- Sheehan, R.S., Doll, W.E. & Mandell, W.A. 2005: An evaluation of Methods and Available Software for Seismic Refraction Tomography Analysis. Journal of Environmental & Engineering Geophysics, Vol 10 Issue 1(March 2005).
- Tassis, G., Rønning, J.S. & Rohdewald, S. 2017: Refraction seismic modelling and inversion for the detection of fracture zones in bedrock with the use of Rayfract® software. NGU Report 2017.025 (62pp.). http://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2017/2017_025.pdf
- Tassis, G., Rohdewald, S. & Rønning J.S. 2018: Tomographic Inversion of Synthetic Data Using Various Starting Models in Rayfract® software. NGU Report 2018.015 (45pp.). https://www.ngu.no/upload/Publikasjoner/Rapporter/2018/2018_015.pdf
- Watanabe, T., Matsuoka, T. & Ashida, Y. 1999: Seismic travelttime tomography using Fresnel volume approach. SEG Technical Program Expanded Abstracts 1999: pp. 1402-1405. <https://doi.org/10.1190/1.1820777>
- Westerdahl, H. 2003: Seismisk modellering. Modellering av seismiske data over løsmassefylte depresjoner, svakhetssoner og ved kabelheng. Miljø- og samfunnstjenlige tunneler, Rapport 32. Statens vegvesen.
- Wåle, M. 2009: Refraksjonsseismiske undersøkelser Ringveg Vest, byggetrinn 2 Sandeide-Liavatnet. GeoPhysix, Rapport nr. 09171.

Hanne Wiig, Bane NOR
Leder av Norsk Bergmekanikkgruppe

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

INSTRUMENTATION AND PORE PRESSURE MONITORING TECHNIQUE FOR UNLINED TUNNELS OF NORWEGIAN HYDROPOWER PROJECTS – A CASE STUDY

Bibek Neupane, Krishna Kanta Panthi and Kaspar Vereide, NTNU

SAMMENDRAG

Kraftmarkedet i Norge ble deregulert tidlig på 90-tallet og medfører kraftverksdrift med mer variasjon av effekten i løpet av kort tid. Dette forårsaker betydelige trykksvingninger og ustabil strømningshastighet i tunellene. Porevanntrykk i bergmassen rundt en uforet tunnel er avhengig av vanntrykket i selve tunnelen. Dermed fører effektendringer også til at bergmassens poretrykk endres, noe som kan føre til ustabilitet i tunnelen under dens langvarige levetid. Forholdet mellom drift av kraftverk og variasjon av poretrykk i bergmassen er imidlertid stort sett ukjent. En feltinstrumentering er gjennomført inne i kraftverkstunnelen til Roskrepp kraftverk i Sirdal kommune for å måle bergmassens poretrykk under drift. Metodikken for instrumentering og foreløpige resultater presenteres i denne artikkelen. Resultatene viser at trykkendringer av både korte og lange tidsperioder, dvs. trykkstøt og massesvingninger, kan bevege seg dypt inn i bergmassen. Overvåkingen er ment å videreføres for å måle bergmassens poretrykk over langtids drift.

SUMMARY

The power market in Norway was deregulated in 1991 and have caused power plants to operate with more frequently varying loads within short time periods. Such operation causes significant pressure fluctuations and unsteady flow along the waterway. Pore water pressure in the rock mass around an unlined tunnel is dependent on the water pressure in the tunnel itself. Hence, pressure transients during load changes cause the rock mass pore pressure to change as well, which may cause instabilities in the tunnel during its long-term operation. However, the relation between power plant operation and rock mass pore pressure variation is largely unknown. A field instrumentation is conducted inside the headrace tunnel of Roskrepp hydropower plant in southern Norway, to measure rock mass pore pressure during power plant operation. The methodology of instrumentation and preliminary results are presented. Results show that pressure transients of both short and long time periods i.e. water hammer and mass oscillations can travel deep into the rock mass. The monitoring is intended to be continued to measure the rock mass pore pressure behaviour over-long term.

INTRODUCTION

Operation of power plants in Norway has become more dynamic since the de-regulation of power market in 1991. The production from hydropower plants have become demand-driven, which means that the power plants undergo more frequent load changes and start-stops (also referred as hydro-peaking), depending on the market demand. In addition, more emphasis is given for using the Norwegian reservoirs as the “green battery” of Europe which receives energy from other variable renewable energy (VRE) sources such as wind and solar power (Cedren, 2017). Hence, hydro-peaking operation combined with pumping mode will be even more common in Norwegian hydropower system in the future. Despite the economic benefits of such operation, there will be some consequences which can be detrimental to the long-term stability of unlined tunnels.

Typically, any load change in a power plant induces pressure transients in the form of water hammer and mass oscillations along the waterway. Pore water pressure in the rock mass around an unlined tunnel is dependent on the water pressure in the tunnel itself. Hence, any water pressure changes in the tunnel during pressure transients will cause the rock mass pore pressure to change as well. Instabilities in unlined tunnels due to rapid pressure changes have been documented by various researchers such as Lang et al (1976), Panthi (2012), Neupane & Panthi (2018). Bråttveit et al (2016) has shown that block falls in unlined tunnels have increased because of “hydropeaking” operation. The hypothesis is that frequent changes in pore pressure is a destabilizing force that may cause block falls, and that the long-term stability is dependent on the frequency and amplitude of such pressure transients. However, the relation between such operational changes and variation of pore pressure in the rock mass has not been investigated in detail.

It is a standard practice to measure the rock mass pore pressure during first infilling of unlined water tunnels in Norway and worldwide (Halvorsen and Roti 2013; Lamas et al, 2014; Palmstrøm & Broch 2017). However, to the best of authors’ knowledge, field monitoring of pore pressure variation during power plant operation has not been conducted in the past. This article describes a full-scale field instrumentation and monitoring program conducted on the unlined headrace tunnel of Roskrepp hydropower plant in southern Norway. The major objective of this monitoring is to measure changes in rock mass pore pressure near the tunnel walls when the power plant is in operation. The monitoring will continue for some years in the future to investigate any possible changes over long-term operation. This article presents the methodology of instrumentation and some preliminary results.

CASE PROJECT

Roskrepp hydropower plant is a 50 MW installation with a 3.5 km long, 6.5 m high and 7.5 m wide medium pressure unlined headrace tunnel. It operates at a design discharge of 70 m³/s and operating head between 52 m to 109 m depending on the reservoir level. It was commissioned in 1979 and operated by Sira-Kvina kraftselskap. It is located in Sirdal municipality in Vest-Agder county in southern Norway. A general layout of the power plant is shown in Figure 1.

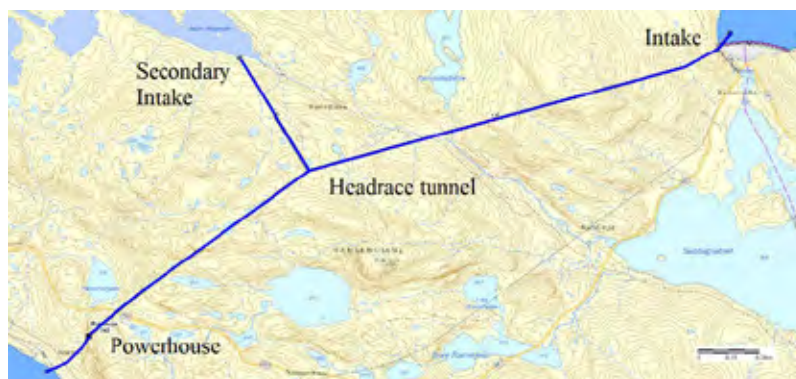


Figure 1. General layout of Roskrepp hydropower plant.

The rock mass in the project area consists of the mixture of coarse-grained granite and weakly schistose granitic gneiss. Three major joints sets are present at the instrumentation location having strike/dip N140°-160°E/75°-90° SW (Jf), N80°-100°E/70°-85° SW (J1) and N60°-75°E/20°-40° SE (J2).

INSTRUMENTATION METHOD

Location

Three main criteria were fixed in order to decide the location of instrumentation in the unlined headrace tunnel i.e., hydraulic connection through rock joints, maximum possible effect of pressure transients and access and ease of installation. The tunnel section just upstream of the junction between the access to headrace tunnel at the downstream end (Fig. 2) fulfilled all these requirements because of the following reasons:

1. Almost all of the tunnel length has very tight joints but the chosen location showed some leakage into the tunnel, which indicated clear hydraulic connection between joints and the tunnel.
2. The headrace tunnel section between surge shaft and the steel lined shaft will experience the maximum possible water pressure and pore pressure fluctuation in the rock mass due to both water hammer and mass oscillations.
3. This location is nearby an access tunnel, making it close to a dry area where pressure transducers and datalogger can be placed safely. The length of pipes between the selected location and the datalogger location will also be relatively short.

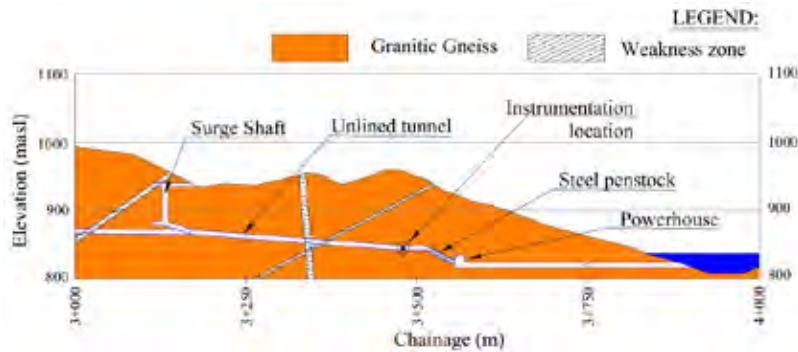


Figure 2. Longitudinal geological section of the downstream segment of the headrace tunnel with instrumentation location and other underground structures.

Layout

The instrumentation layout is shown in Figure 3. The setup consists of five boreholes drilled at the selected location, 10 mm diameter stainless steel pipes connected to the borehole using mechanical rubber packers and sensors and datalogger to acquire and record the pressure readings. The orientations of boreholes are selected such that they hit at least one joint set at a roughly perpendicular angle. The steel pipes run from the boreholes along the access tunnel, through the concrete plug and out to the access tunnel (highlighted yellow in Fig. 3). One steel pipe is also installed to measure the water pressure in the tunnel itself. The open end of this pipe is placed at the junction between headrace tunnel and access tunnel as shown in Figures 3 & 4. All six pipes are connected with GE Unik 5000 absolute pressure transducers with an accuracy of 0.2% of full scale. The frequency of data logging for each sensor is 10 Hz, which is sufficient to record the pressure changes due to both water hammer and mass oscillations. Signals from the transducers are transmitted to an automatic datalogger as shown in Figure 6. All six pipes are fixed rigidly to the tunnel wall/floor using grouted rock dowels and metal clamps at 1 m interval to avoid vibration and movement due to flowing water (highlighted blue) during power plant operation.

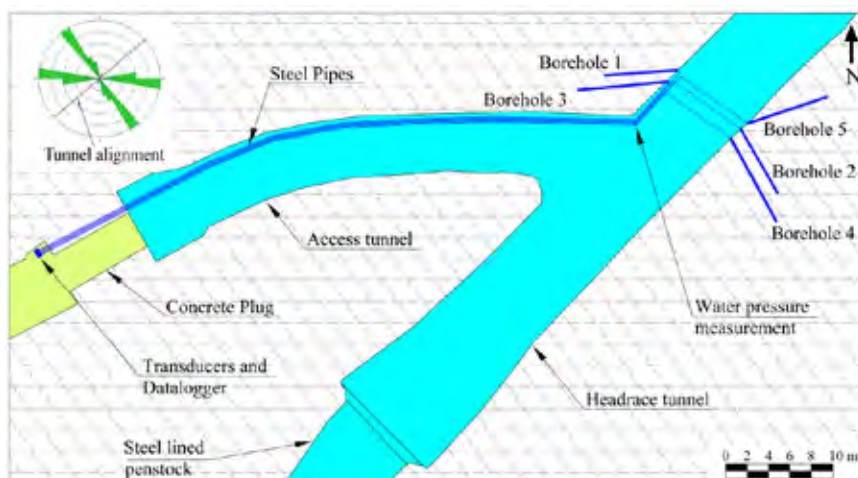


Figure 3. Layout of the instrumentation setup and orientation of borehole with respect to strike of major joint sets. Joint rosette is shown on the top left corner.



Figure 4. Location of boreholes in the tunnel looking upstream and a detail (top right corner).

Details

The detailed arrangement of packer and steel pipe in each borehole is shown in Figure 5. The packer attaches the steel pipe in the borehole and blocks the flow path along the borehole. Further, borehole length outside the packer is filled with non-shrinking cement grout mix. This ensures that the only hydraulic connection between tunnel water pressure and rock mass pore pressure is through the rock joints. The length of the borehole inside of the packer collects water from the rock mass and conveys it to the pressure transducers through the steel pipes. The packer is placed at different distances from the tunnel wall in different boreholes to study the pore pressure variation at various distance from the tunnel wall. The details are presented in Table 1.

Each steel pipe outside of the plug is equipped with a de-aeration valve so that air entrapped in the pipe can be removed (Fig. 6). It ensures that the readings of pressure variation during plant operation is not affected by compression of air present in the pipes. After installation, all six pipes were pressure tested with a maximum pressure of 30 bars to prevent possible leakage from the connections. Detected leakages from some connections were rectified and re-tested. This was done for the whole stretch of pipe except the last connection near boreholes so that the test pressure does not affect the joints in the rock mass. After the pressure testing was completed, this last connection was installed with extreme caution to avoid leakage.

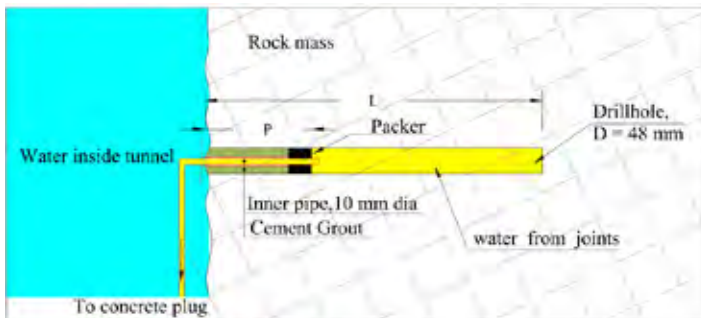


Figure 5. Borehole details with arrangement of packer

Table 1. Borehole lengths with location of packers

Borehole no.	Borehole 1	Borehole 2	Borehole 3	Borehole 4	Borehole 5
Location	Right wall	Left wall	Right wall	Left wall	Left wall
Borehole length (L)	7 m	7 m	9 m	9 m	11 m
Depth of packer from tunnel wall (P)	2 m	2 m	4 m	4 m	2 m



Figure 6. Arrangement of pressure transducers and datalogger. Arrangement of sensors and deaeration valve is shown in top right corner.

OBSERVATIONS

Some preliminary results for the measurement of tunnel water pressure, and rock mass pore pressure measured in boreholes 1 and 2, for a period of 63 days from the day of tunnel filling are presented in this section.

Tunnel filling

The tunnel filling rate at Roskrepp is shown in Figure 7a, which is in accordance to the usually accepted rate of controlled tunnel filling/dewatering in Norwegian unlined power tunnels. According to Palmstrøm & Broch (2017), it is carried out at a rate of 15 m head increase/decrease per hour with a stop for minimum 2 hours per 150 m head change and maximum head of 300 m per day. Maximum water pressure of 86 m at the instrumentation location was reached in about 24 hours. Simultaneous readings of pore pressure buildup in the rock mass are also shown in the same figure and explained in the next section. The de-aeration valves were opened one week after tunnel filling to release any air entrapped in the pipes, which is indicated by a sharp pressure drop in all three pipes in Figure 7b before the plant started operation. In Figure 7b, it can also be seen that load changes in the power plant have occurred several times within a few days during the plant operation.

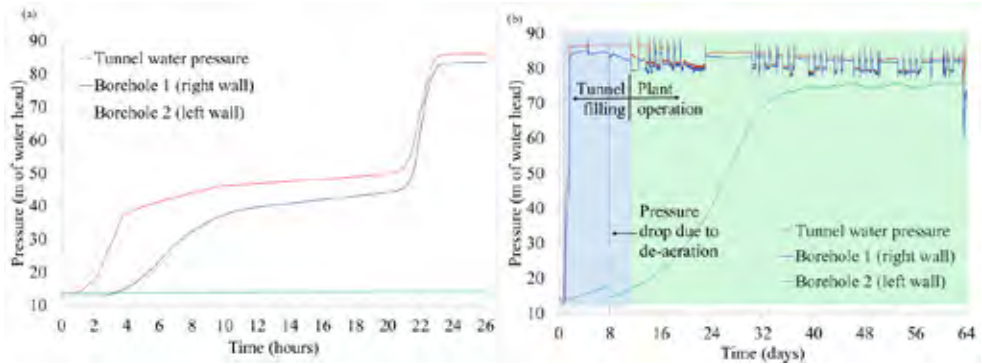


Figure 7. (a) Tunnel filling rate and pore pressure buildup rate for first 24 hours and (b) pressure buildup and variation over days in boreholes 1 and 2.

Pore pressure behavior in boreholes

The behavior of pore pressure registered in boreholes 1 and 2 is presented in Table 2.

Table 2: Pore pressure behavior in boreholes

Borehole 1	Borehole 2
Pore pressure build-up is fast and it almost follows the same rate as water pressure increase in the tunnel.	Pore pressure build-up is very slow as compared to borehole 1. It reached a pressure of about 18 m in 7 days when the tunnel is already at its maximum static pressure.
Pressure re-gain after de-aeration is rapid (within 5 minutes).	Pressure re-gain after de-aeration is slow. Most of the pressure build-up in this borehole occurred in about 32 days after de-aeration.
Registered minor pressure drop between de-aeration and start of operation when the tunnel water pressure was constant. It be attributed to leakage through conducting joints in the rock mass since this borehole lies on the "air side" of the tunnel and is close to the access tunnel.	No such event was recorded in this borehole.
Responsive to pressure transients in the tunnel.	This borehole is not responsive to pressure transients in the tunnel. However, there is some change in pore pressure taking place slowly after each load change.

Response to pressure transients

Every load change in hydropower plant induces flow and pressure transients in the form of water hammer and mass oscillation. Water hammer are pressure oscillations that occur in the conduit between the turbine and the surge shaft, and that have a short time period similar to sound waves in air or water. The water hammer is superimposed with the other, much slower oscillation (mass oscillation) which gradually builds up when the water hammer has died down. Mass oscillation occurs between the upper reservoirs and the surge shaft (Jaeger, 1977).

The response of boreholes 1 and 2 during events of normal shutdown and emergency shutdowns are shown in Figures 8 & 9 respectively. The difference between these two shutdowns is the speed of closure of the turbine guide vanes. In this case of normal shutdown, complete closure of guide vanes took about 14 minutes whereas during the emergency shutdown, it occurred in 10 seconds. The time-period of water hammer and mass oscillation are about 2 seconds and 3.6 minutes, respectively.

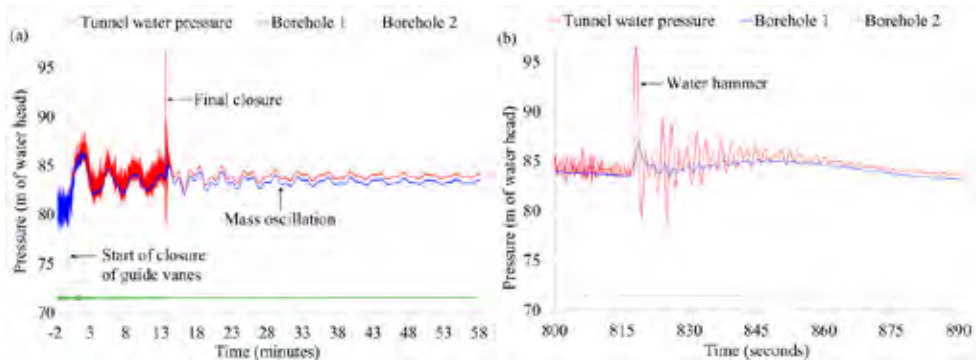


Figure 8. Response of boreholes during (a) complete transient event and (b) water hammer during normal shutdown (day 35).

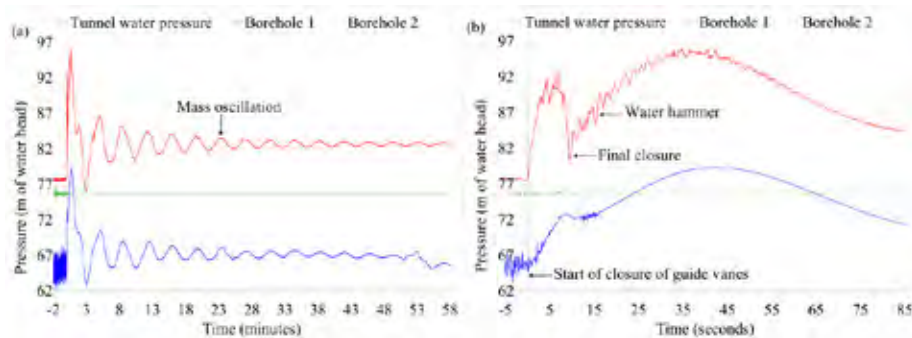


Figure 9. Response of boreholes during (a) complete transient event and (b) water hammer during emergency shutdown (day 63).

Two distinct behaviors of rock mass response from two different boreholes in terms of pore pressure change can be seen in both shutdown cases which is summarized in Table 3.

Table 3: Pore pressure response during shutdown events

	Borehole 1	Borehole 2
Normal Shutdown	Responsive for both water hammer and mass oscillation. Pressure variation inside the borehole almost identical to the pressure variation in the tunnel, but with reduced pressure amplitude.	Non-responsive for both water hammer and mass oscillation. Very little or no variation in pore pressure inside the rock mass during load changes.
Emergency shutdown	Response is seen during mass oscillation (similar to normal shutdown) but effect of water hammer is not seen.	

It can be seen that the water hammer has travelled into the rock mass during normal shutdown (Fig. 8b) but, during emergency shutdown, water hammer shows no impact on the rock mass pore pressure (Fig. 9b). This difference of response during two water hammer events (even though they have the same frequencies) may be because during normal shutdown, the rock mass pore pressure is 99% of the tunnel water pressure but during emergency shutdown, it has decreased to 85% of the tunnel water pressure due to possible leakage explained in Table 2.

Also, the amplitude of water hammer is much larger during normal shutdown as compared to emergency shutdown. Normally, the magnitude of water hammer should be higher during an emergency shutdown as compared to a normal shutdown. However, this is just the opposite in this case, which could be explained by the fact that during emergency shutdown at Roskrepp, the guide vanes are closed first, then reopened slightly to reduce the water hammer and then fully closed. This reopening dampens the water hammer but it is triggered two times as seen in Figure 9b.

CONCLUSION

An instrumentation is carried out to measure the changes in pore pressure in an unlined hydropower tunnel during power plant operation. The monitoring will be continued to record any possible changes in rock mass response over long-term. However, some important conclusions are drawn after analyzing the preliminary data for about two months of plant operation, which are as follows:

Two main behaviors in the rock mass pore pressure have been observed during pressure transients. Rock mass pore pressure can vary almost at the same time as the pressure transients, making the rock mass "responsive". Rock mass can also be "unresponsive" and show very little or no variation in pore pressure. It is also noted that this is a highly localized phenomenon with such different behaviors occurring within a small volume of the rock mass.

It is seen that both water hammer and mass oscillation can travel deep into the rock mass. This shows that joint geometry plays a more dominant role in the pore pressure behavior during pressure transients as compared to the time period of pressure transients. This is different as compared to the previous theoretical understanding that pressure surges due to water hammer are limited to a relatively shallow zone around the tunnel perimeter because of their short time period, as proposed by Helwig (1987). Hence, it is concluded that further investigation is necessary to relate the rock mass pore pressure variation with pressure transients considering the rock joint properties. At the time of writing this article, three additional pressure sensors have been installed in boreholes at Roskrepp hydropower plant. These measurements and interpretation are planned for future publications.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors would like to express their gratitude to the following for their support during this instrumentation: (a) Sira-Kvina kraftselskap for allowing this instrumentation installation and for funding the expenses incurred at site during installation, (b) HydroCen for funding the purchase of necessary equipment and, (c) Torkjell Breivik, Senior Engineer at the Department of Geoscience of Petroleum for his work in LabVIEW in making the software needed for data acquisition and visualization. This research is conducted and financed as a part of the Norwegian Research Centre for Hydropower Technology (HydroCen).

REFERENCES

- Bråtveit, K., Bruland A. & Brevik, O (2016) "Rock falls in selected Norwegian hydropower tunnels subjected to hydropeaking", *Tunnelling and Underground Space Technology* 52: 202–207.
- Cedren. (2017) "Hydrobalance. Roadmap for large-scale balancing and energy storage from Norwegian hydropower. Opportunities, challenges and needs until 2050", Centre for environmental design of renewable energy.
- Halvorsen. A. & Roti. J. A (2013) "Design of unlined headrace tunnel with 848m head at lower Kihansi, Tanzania. Filling experience", *Norsk forening for fjellsprenngningsteknikk*, Publication 22.
- Helwig, P. C (1987) "A theoretical investigation into the effects of water hammer pressure surge on rock stability of unlined tunnels", *Proc. Hydropowers '87*, Oslo, 22-25 June, 1987. Trondheim: Tapir.
- Jaeger. C (1977) "Fluid transients in hydro-electric engineering practice", Blackie and Sons , part A.
- Lamas. L. N, Leitao. N. S., Esteves. C., Plasencia. N (2014) "First Infilling of the Venda Nova II Unlined High-Pressure Tunnel: Observed Behavior and Numerical Modelling", *Rock Mech Rock Eng* volume 47, pp. 885–904.
- Lang, T.A., Kendorski, F.S. and Chawla, K.S (1976) "Effect of rapid water pressure fluctuation in unlined water tunnel stability", *Proc. Rapid exc. and tunneling conference. Las Vegas: ASCE-AIMM-PE*.
- Neupane, B & Panthi, K. K (2018) "Effect of pressure fluctuations in long-term stability of unlined pressure shaft at Svandalsflona Hydropower project", *Proc. 10th Asian Rock Mechanics Symposium. ISRM International Symposium. Singapore 29 Oct - 3 Nov, 2018. ISBN 978-981-11-9003-2*.
- Palmstrøm, A. & Broch, E (2017) "The design of unlined hydropower tunnels and shafts: 100 years of Norwegian experience", *Hydropower & Dams* 3.
- Panthi K.K (2012) "Analysis on the Dynamics of Burst Debris Flood at the Inclined Pressure-Shaft of Svandalsflona Hydropower Project, Norway", *Rock Mech Rock Eng*, volume 47, issue 3, pp 923-932.

**GRUNNVANNSTRYKK PÅ TUNNELKLEDNINGER VED BRUK AV UDRENERTE
LØSNINGER – DEM-SIMULERING AV SPREKKEVANNSTRYKKET BAK
SPRØYTEBETONGKLEDNINGEN I GEVINGÅSTUNNELEN****Groundwater pressure on partially drained tunnel linings – DEM-simulation
of the rock joint water pressure behind the sprayed concrete lining in the
Gevingåsen railway tunnel**

Eirik Nilsen, NGI

Karl Gunnar Holter, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU)

SAMMENDRAG

En måte å kontrollere vanninnlekkasjen i en tunnel er ved bruk av en vanntett tunnelkledning. Når en slik kledning prosjekteres må man ta hensyn til muligheten for høye grunnvannstrykk i bergmassen bak kledningen. Dersom kledningen påføres kun i tunnelens vegger og heng kan strømming til tunnelens såle føre til lavere grunnvannstrykk. Denne effekten kan forsterkes av en sprengningsskadesone med større hydraulisk konduktivitet enn den uforstyrrede bergmassen. Denne studien undersøker grunnvannstrykket i bergmassen rundt Gevingåstunnelen, en jernbanetunnel i Trøndelag, Norge drevet ved boring og sprengning. Vannsikringen i deler av tunnelen består av sprøytebetongkledning vanntettet med sprøytbar membran. Numerisk modellering med *distinct element*-metoden benyttes for å simulere grunnvannstrykket bak kledningen. Resultatene sammenlignes med eksisterende målinger av grunnvannstrykket bak kledningen. Sprengningsskadesonen inkluderes i den numeriske modellen, og dens hydrauliske egenskaper tilbakeberegnes ved hjelp av de eksisterende målingene. Dersom det antas at hydrauliske sprekkeåpninger ikke endres som følge av tunneldrivingen simuleres det maksimale sprekkevannstrykket bak kledningen til å være ca. 470 kPa. Dette er lavere enn det hydrostatiske trykket på 600 kPa, men høyere enn det målte trykket på 135 kPa. Når endringer i hydrauliske sprekkeåpninger som ikke skyldes sprengning direkte inkluderes i modellen simuleres det maksimale trykket bak kledningen til å være ca. 400 kPa; fremdeles høyere enn målt. For å oppnå samsvar med det målte grunnvannstrykket kreves en økning i hydraulisk sprekkeåpning i sprengningsskadesonen med en faktor to til fire. Dette tilsvarer en økning i hydraulisk konduktivitet på mellom én og to størrelsesordener. En slik økning vurderes som realistisk og resulterer i et maksimalt grunnvannstrykk bak kledningen på ca. 160 kPa.

SUMMARY

A concern during the design of an undrained tunnel lining is the possibility of a high groundwater pressure occurring behind the lining. If the lining is applied only to the tunnel walls and crown, flow to the invert may cause a pressure alleviation, possibly enhanced by an excavation damage zone with higher hydraulic conductivity than the undisturbed rock mass. This paper studies the groundwater pressure in the rock mass surrounding the Gevingåsen tunnel, a drill-and-blast railway tunnel in Trøndelag, Norway, lined in the walls and crown with an undrained lining structure consisting of sprayed concrete and a waterproof sprayed membrane. Numerical distinct element modelling in 3DEC is used to simulate the groundwater pressure. The results are compared to existing groundwater pressure measurements performed behind the lining. The construction damage zone is included in the model, and its hydraulic properties are back-calculated using the measurements. Assuming

that there are no changes in the joint hydraulic apertures due to the tunnel excavation, the maximum groundwater pressure immediately behind the SCL is simulated to be approximately 470 kPa. This is lower than the hydrostatic pressure of 600 kPa, but higher than the measured pressure of 135 kPa. When hydraulic aperture changes caused by mechanisms not directly related to blasting are included in the simulations, the maximum pressure remaining behind the lining is approximately 400 kPa. A hydraulic aperture increase with a factor two to four in the construction damage zone, corresponding to a hydraulic conductivity increase of between one and two orders of magnitude, is necessary to obtain agreement with the measured pressures. Such an increase is considered reasonable, and results in a maximum pressure at the excavation boundary of approximately 160 kPa.

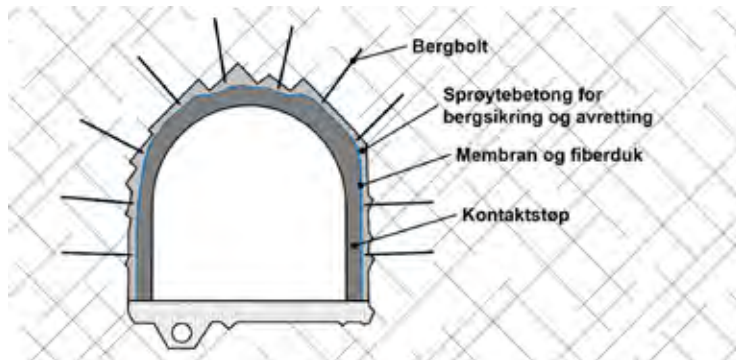
INNLEDNING

I henhold til gjeldende teknisk regelverk (Bane NOR, 2018) skal nye jernbanetunneler i Norge drevet ved boring og sprengning kles med enten et kontaktstøpt betonghvelv med membran og fiberduk for drenering eller en sprøytebetongkledning vanntett med sprøytbar membran (figur 1). Kontaktstøpt betonghvelv gir en drenert tunnel, mens sprøytebetongkledningen kan utformes som enten drenert eller udrenert. Denne studien fokuserer på en sprengt tunnel med vanntett sprøytebetongkledning i vegger og heng, men drenert såle. Heretter betegnes denne situasjonen som delvis drenert. Det maksimale grunnvannstrykket som kan virke på kledningen er det hydrostatiske trykket, gitt ved høyden til grunnvannsspeilet. Imidlertid vil strømning til tunnelens drenerte såle gi en viss reduksjon i trykket bak kledningen. Denne effekten kan forsterkes av en sprengningsskadesone med høyere hydraulisk konduktivitet. Flere studier har vist at den hydrauliske konduktiviteten i sprengningsskadesonen er betydelig høyere enn den hydrauliske konduktiviteten til uforstyrret bergmasse (f.eks. Chandler, Kozak og Martin, 1996; Bossart *et al.*, 2002; Bäckblom, 2008; Ericsson *et al.*, 2015).

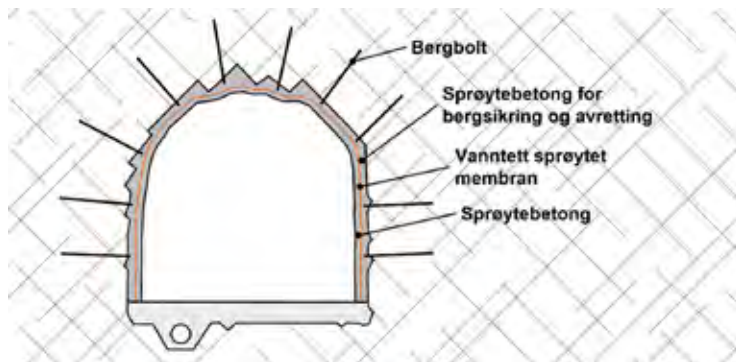
For å undersøke grunnvannstrykket bak delvis drenerte tunnelkledninger gjennomførte Holter (2014; 2015) målinger i Gevingåstunnelen, Trøndelag og Karmsundtunnelen, Rogaland der sprøytebetongkledning vanntett med sprøytbar membran hadde blitt benyttet. I Karmsundtunnelen viste målingene, gjennomført i 9 m lange borehull, at grunnvannstrykket var omtrent likt som det hydrostatiske trykket noen meter inn i bergmassen, men betydelig lavere umiddelbart bak kledningen. I Gevingåstunnelen ble målingene gjort med piezometere installert rett bak sprøytebetongkledningen. Ett piezometer ble installert i midten av tunnelens heng, mens to andre ble installert 2 m lenger ned på hver side. Grunnvannstrykket viste seg å være betydelig lavere enn det hydrostatiske trykket på ca. 600 kPa. Høyest trykk ble målt i midten av hengen. Trykket ble der målt til 135 kPa. De to andre piezometrene målte trykk på 50 og 60 kPa (figur 2).

Disse observasjonene indikerer at drenering i tunnelsålen potensielt kan hindre at høye vanntrykk opptrer bak den vanntette sprøytebetongkledningen. Dersom dette stemmer kan det være mulig å benytte slanke sprøytebetongkonstruksjoner som ikke er dimensjonert for det fulle hydrostatiske trykket. I mange tilfeller kan kanskje slike sprøytebetongkledninger erstatte kontaktstøpt betonghvelv. Dette vil redusere materialforbruk, tidsforbruk og kostnader. Imidlertid behøves mer kunnskap om kreftene som virker på delvis drenerte tunnelkledningskonstruksjoner. Grunnvannstrykket som virker på slike kledninger, samt effekten av sprengningsskade i så henseende, er for øyeblikket usikkert.

I denne studien brukes numerisk modellering til å undersøke grunnvannstrykk bak en delvis drenert tunnelkledning. Effekten av sprengningsskadesonen utforskes. Den tre-dimensjonale

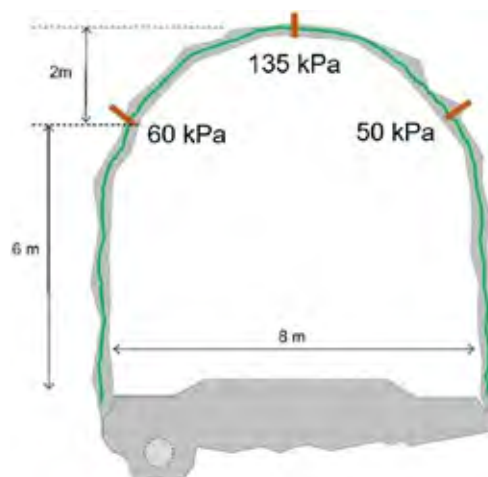


a) Kontaktstøpt betonghvelv med membran



b) Sprøytebetongkledning vanntett med sprøytbar membran

Figur 1: Prinsippskisse av vannsikringsløsningene som kan benyttes i nye jernbanetunneler i Norge drevet ved boring og sprengning. To løsninger er tillatt: a) kontaktstøpt betonghvelv med membran og b) sprøytebetongkledning vanntett med sprøytbar membran.



Figur 2: Målinger gjort av Holter (2015) med piezometere installert bak den vanntette sprøytebetongkledningen i Gevingåstunnelen der det hydrostatiske trykket er ca. 600 kPa.

distinct element-programvaren 3DEC (Itasca Consulting Group Inc., 2016) brukes til å simulere grunnvannstrykket bak kledningen i Gevingåstunnelen. Tunnelen, som forbinder Hommelvik og Hell på Nordlandsbanen, er 4,4 km lang. Den ble drevet ved boring og sprengning. Vannsikringsløsningen bestående av sprøytebetong og vanntett sprøytet membran er benyttet over en lengde på 1,8 km (figur 3). Målingene utført av Holter (2015) brukes til å tilbakeberegne de hydrauliske egenskapene til sprengningsskadesonen. Felt- og laboratorieundersøkelser er gjennomført for å skaffe nødvendige inputparametere til den numeriske modellen. Først simuleres trykket som opptrer dersom det antas at de hydrauliske egenskapene til bergmassen er fullstendig upåvirket av tunnelen. Deretter undersøkes det om de målte trykkene kan simuleres ved å inkludere endringer i de hydrauliske egenskapene som ikke skyldes sprengning direkte, men som skyldes spenningsomlagring og deformasjoner. Til slutt tilbakeberegnes den økningen i hydraulisk konduktivitet i sprengningsskadesonen som skal til for å oppnå samsvar mellom de simulerte og de målte verdiene.

METODE

Felt- og laboratorieundersøkelser

Feltundersøkelser ble gjennomført i en rømningstunnel som løper parallelt med jernbanetunnelen i ca. 520 m. Bergoverdekningen i det undersøkte området ligger i intervallet 55–75 m. Berggrunnen består av bergarter som tilhører gruppene Undre Hovin og Ekne i Størensdekket i øvre dekkserie. Bergarten i rømningstunnelen er en lys grågrønn metasandstein med lag av fyllitt. Bergmassen har en gjennomsnittlig Q-verdi på ca. 9 med et typisk intervall på 1,2–13. Sprekker ble kartlagt ved bruk av geologisk kompass, profilmal og Schmidthammer (type L). Tre sprekkesett ble identifisert. Gjennomsnittlig orientering for sprekkesettene, samt estimerte friksjons- og stivhetsegenskaper er vist i tabell 1.

Prøver for laboratorieundersøkelser ble samlet i rømningstunnelen og testet på bergmekanikklaboratoriet ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Styrke og stivhet til intakt berg ble testet med énaksiell trykktest. Tabell 2 oppsummerer resultatene. For detaljer knyttet til felt- og laboratorieundersøkelsene vises det for øvrig til masteroppgaven til Nilsen (2019).



Figur 3: Lengdesnitt langs Gevingåstunnelen som viser områder der sprøytebetongkledning vanntett med sprøytbar membran er benyttet, samt området som studeres i denne artikkelen.

3DEC-modell

3DEC-modellen er konstruert med utgangspunkt i en $80 \times 80 \times 70$ m boks. Tre sprekkesett er representert. Disse har orienteringer og egenskaper som vist i tabell 1. Coulombmodellen brukes til å beskrive sprekkenes mekaniske oppførsel. Sprekkeorienteringene er deterministiske og sprekkenes har uendelig utholdenhet. Sprekkesett 1 og 3 er gitt en sprekkeavstand på 2 m, mens sett 2 har en sprekkeavstand på 3 m. Alle sprekker er en gitt en initiell hydraulisk sprekkeåpning på $28 \mu\text{m}$, estimert ut i fra vannforholdene som kan observeres i tunnelen. Blokker av intakt berg modelleres som isotropt lineært elastiske med egenskaper som vist i tabell 2. Modellen inkluderer en tunnel med høyde 10 m, bredde 9,3 m og semisirkulær heng delt opp i seks rette segmenter med uniform lengde. Bergsikring i form av bolter (kabelelementer) og sprøytebetong (bjelkeelementer) er inkludert. Den delvis drenerte oppførselen til tunnelen er representert ved egnede grensebetingelser. Det primære spenningsfeltet er isotropt med størrelse 3 MPa på nivå med tunnelens såle og en gravitativ gradient i vertikal retning. Grunnvannsspeilet er antatt å befinne seg 60 m over tunnelens heng. Detaljer angående modellgeometrien gis i masteroppgaven til Nilsen (2019).

Tre scenarier for effekten av tunneldriving på bergmassens hydrauliske egenskaper er inkludert i simuleringen:

1. Scenario 1: Det antas at alle hydrauliske sprekkeåpninger forblir uendret fra initiell tilstand. Dette innebærer at tunnelen ikke har noen som helst effekt på bergmassens hydrauliske egenskaper.
2. Scenario 2: Endringer i hydraulisk sprekkeåpning som beregnes av modellen som følge av spenningsomlagring inkluderes. Altså inkluderes effekter som ikke direkte skyldes sprengningsarbeider.
3. Scenario 3: Den hydrauliske åpningen til sprekker i en avstand innenfor 0,4 m fra tunnelkonturen endres manuelt for å representere effekter som ikke genereres av modellen da de direkte skyldes sprengning. De hydrauliske sprekkeåpningene økes med en faktor fire for sprekker i en avstand innenfor 0,1 m fra tunnelkonturen, med en faktor tre for sprekker i området 0,1–0,2 m fra tunnelkonturen og med en faktor to for sprekker i området 0,2–0,4 m fra tunnelkonturen.

Tabell 1: Orientering og mekaniske egenskaper for de tre sprekkesettene, estimert basert på feltundersøkelser. Tabellen viser fall og fallretning, styrkeegenskaper for Coulombkriteriet, normalstivhet og skjærstivhet.

Sett	Fall	Fall-retning	Kohesjon	Friksjons-vinkel	Residual friksjonsvinkel	Normal-stivhet	Skjær-stivhet
	°	°	MPa	MPa	°	GPa m ⁻¹	GPa m ⁻¹
1	06	211	0,14	35	30	93	0,32
2	80	076	0,11	27	24	25	0,24
3	67	349	0,12	28	25	30	0,25

Tabell 2: Resultater av laboratorieundersøkelser utført på prøver av metasandstein fra Gevingåstunnelen. Resultatene er basert på énaksial trykktesting av ni prøvestykker.

Egenskap	Gjennomsnitt	Standardavvik
Romvekt, g cm ⁻³	2,73	0,02
Youngs modul, GPa	47	4
Poisson tall	0,32	0,06
Énaksial trykkfasthet, MPa	123	14

Simuleringene utføres i fem faser:

1. Initiell fase: Initiell mekanisk likevekt etableres. Sprekkevannstrykket beregnes ut fra høyden til grunnvannsspeilet.
2. Tunneldrivingsfase: Blokkene som utgjør tunnelen fjernes og erstattes med et indre trykk på tunnelkonturen for å simulere effekten av tunnelstuffen på tidspunktet når bergsikringen installeres. Det indre trykket tilsvarer 75 % av primærspenningen. Sprekkevannstrykk endres ikke.
3. Mellomfase: Det indre trykket reduseres til 25 % av primærspenningene, tilsvarende en situasjon et stykke bak stuffen. Bergsikringen installeres i denne fasen, som inkluderer både en strømningsberegning og en mekanisk beregning.
4. Drivingslutt: Det indre trykket fjernes. Både strømningsberegning og mekanisk beregning gjennomføres.
5. Langtidssituasjon: En siste strømningsberegning gjennomføres for å finne de endelige, stasjonære sprekkvannstrykkene.

Strømningsberegninger og mekaniske beregninger utføres separat. I en viss forstand kan man derfor si at sprekkvannstrykkene brukes som input for de mekaniske beregningene. Imidlertid endres de hydrauliske sprekkåpningene i løpet hver mekanisk beregning. Dette påvirker sprekkvannstrykkene som beregnes i neste fase. Med andre ord er det kobling mellom grunnvannstrykk og deformasjoner.

RESULTATER

Scenario 1

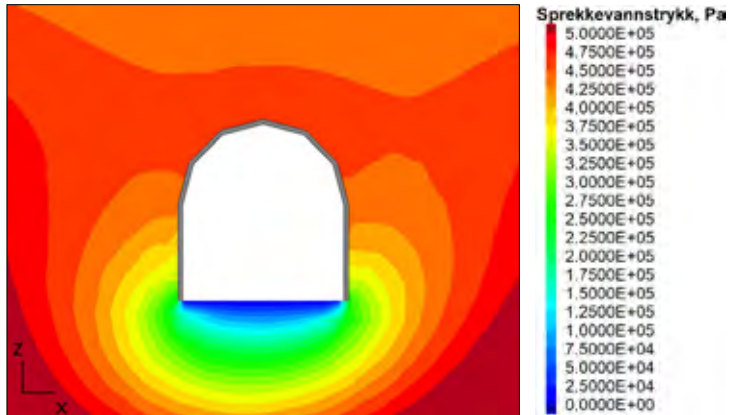
I scenario 1, der de hydrauliske sprekkåpningene overhodet ikke påvirkes av tunnelen, ligger sprekkvannstrykket i hengen umiddelbart bak tunnelkledningen i intervallet 440–470 kPa (figur 4). Dette er i overkant av 100 kPa lavere enn det hydrostatiske trykket. Som følge av sprekkesettens orientering simuleres et noe lavere trykk i høyre vegg enn i venstre. Ti meter til side for tunnelen er sprekkvannstrykket ca. 475–500 kPa, altså betydelig lavere enn det hydrostatiske trykket også her.

Scenario 2

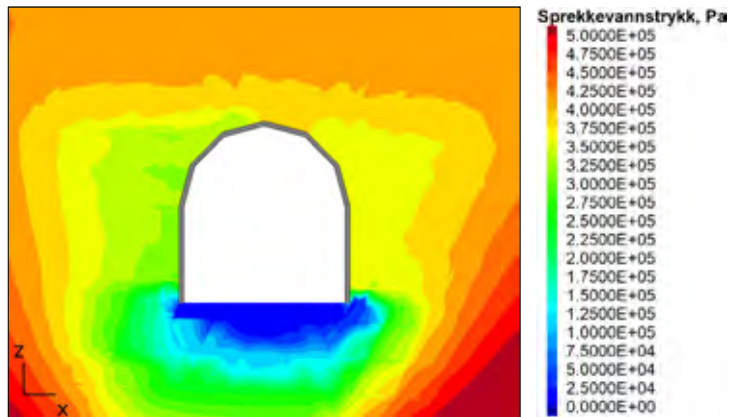
Når endringer i hydraulisk sprekkåpning som beregnes av modellen og som ikke skyldes sprengning direkte inkluderes i simuleringen beregnes lavere sprekkvannstrykk. Figur 5 viser at sprekkvannstrykket umiddelbart bak kledningen generelt ligger i intervallet 300–320 kPa i venstre vegg og i intervallet 360–380 kPa i høyre vegg. I hengen er trykket maksimalt ca. 400 kPa. Lukking av sprekker som følge av spenningskonsentrasjon resulterer i høy trykkgradient ved tunnelens nedre hjørner. Sprekkvannstrykket er betydelig lavere enn det hydrostatiske forholdsvis langt inn i bergmassen. For eksempel er trykket ca. 410–430 kPa 10 m til side for tunnelen. Dette er ca. 200 kPa lavere enn det hydrostatiske trykket.

Scenario 3

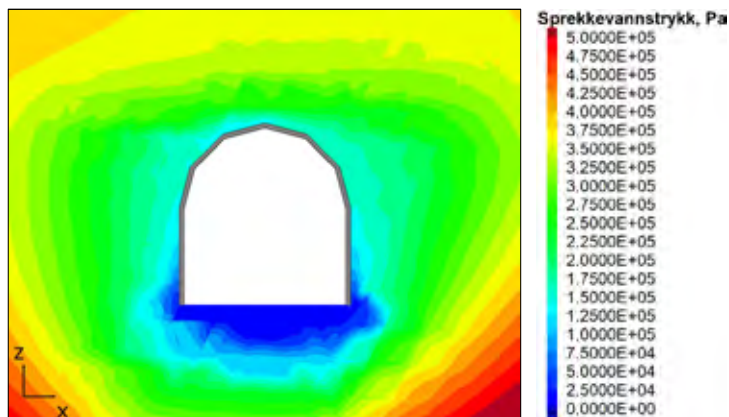
Når en sprengningsskadesone med høyere hydrauliske sprekkåpninger legges inn i modellen reduseres sprekkvannstrykkene som opptrer bak tunnelkledningen ytterligere (figur 6). I hengen ligger sprekkvannstrykket nå i intervallet 125–160 kPa. Trykkreduksjonen sammenlignet med scenario 2 er mest utpreget innenfor sprengningsskadesonen. Utenfor denne sonen øker trykket forholdsvis raskt med avstand til tunnelkonturen. Ti meter til side for tunnelen er sprekkvannstrykket ca. 100 kPa lavere enn i scenario 2 der sprengningsskadesonen ikke var tilstede. Trykket er omtrent halvparten av det hydrostatiske trykket i denne avstanden fra tunnelkonturen.



Figur 4: Ortografisk projeksjon av sprekekvannstrykk i scenario 1 der hydrauliske sprekeåpninger ikke påvirkes av tunnelen. Maksimalt trykk bak kledningen er ca. 470 kPa.



Figur 5: Ortografisk projeksjon av sprekekvannstrykk i scenario 2 der effekter som ikke skyldes sprengning direkte er inkludert. Maksimalt trykk bak kledningen er ca. 400 kPa.



Figur 6: Ortografisk projeksjon av sprekekvannstrykk i scenario 3 der en sprengningsskadesone er inkludert. Maksimalt trykk bak kledningen er ca. 160 kPa.

DRØFTING

Sammenligning mellom simulerte og målte grunnvannstrykk

Når sprengningsskade ikke inkluderes i 3DEC-modellen er de simulerte trykkene bak sprøytebetongkledningen for høye sammenlignet med det som har blitt målt. Uten noen form for påvirkning fra tunnelen på sprekkens hydrauliske åpning simuleres et trykk på ca. 470 kPa. Dette er betydelig høyere enn det målte trykket på 135 kPa. Selv når endringer i hydraulisk sprekkåpning som ikke direkte skyldes sprengning tillates i modellen er det simulerte maksimale trykket bak kledningen høyere enn 300 kPa. Dette er over halvparten av det hydrostatiske trykket og ikke i samsvar med målingene. For å oppnå samsvar kreves en økning i hydraulisk sprekkåpning med en faktor to til fire innenfor sprengningsskadesonen, når denne antas å ha en tykkelse på 0,4 m. Dette tilsvarer en økning i hydraulisk konduktivitet på mellom én og to størrelsesordener. En slik økning i hydraulisk konduktivitet i sprengningsskadesonen er godt dokumentert i litteraturen (f.eks. Chandler, Kozak og Martin, 1996; Ericsson *et al.*, 2015).

Det er grunn til å tro at simuleringene ikke gir riktig sprekkvannstrykk en viss avstand fra tunnelkonturen. I Karmsundtunnelen målte Holter (2014) grunnvannstrykk omtrent tilsvarende det hydrostatiske trykket i enden av de 9 m lange borehullene. Når sprengningsskadesonen var representert i modellen i denne studien resulterte simuleringen i grunnvannstrykk tilsvarende omtrent halvparten av det hydrostatiske trykket i tilsvarende avstand fra tunnelkonturen. Dette skyldes antagelig den uendelige utholdenheten til sprekkene i modellen, samt deres perfekte konnektivitet.

Begrensninger ved 3DEC-modellen

Det er flere antagelser og begrensninger ved 3DEC-modellen. Den samlede effekten er vanskelig å anslå. Usikkerhetene inkluderer:

- Kobling mellom strømning og mekanikk: Strømningsberegninger og mekaniske beregninger beregnes separat i hver fase. Dette gir urealistisk treg respons mellom mekanikk og strømning. Dette fører til at de drivende kreftene fra vanntrykk på blokkene er for høye i den mekaniske analysen, noe som igjen fører til at deformasjoner og åpning av sprekker overestimeres. Til slutt kan dette gi for lavt grunnvannstrykk i den siste strømningsberegningen.
- Numerisk formulering av strømning langs sprekker: Strømning i sprekker modelleres med parallell-plate-modellen. Modellen antar at strømningen finner sted i spalter med uendelig utstrekning mellom glatte, parallelle vegger. Det antas at endring i hydraulisk sprekkåpning er lik endring i mekanisk sprekkåpning. For en reell sprekk er endringen i hydraulisk sprekkåpning ofte mindre. Dette kan føre til at de simulerte grunnvannstrykkene er for lave fordi endringer i hydraulisk sprekkåpning overestimeres.
- Modellgeometri: Modellen har begrenset utstrekning, et svært forenklet sprekknettverk, samt flere andre forenklinger. Forenklingene i sprekknettverket gir antagelig en glatting av grunnvannstrykkene der ekstremverdiene man observerer i en reell bergmasse ikke kommer til uttrykk.
- Geokjemiske prosesser: Modellen inkluderer ikke geokjemiske prosesser som over tid kan endre sprekkens hydrauliske egenskaper. Utfellinger kan føre til en reduksjon i hydraulisk sprekkåpning, og dermed bidra til høyere grunnvannstrykk enn simulert.
- I tillegg kommer usikkerheter knyttet til diverse inputparametere, som f.eks. mekaniske sprekkeregenskaper, usikkert primærspenningsfelt etc.

Til slutt påpekes det at selve representasjon av sprengningsskadesonen også er basert på forenklinger. Sprengningsskadesonen er representert ved en økning i hydraulisk sprekkeåpning for naturlige sprekker. De hydrauliske sprekkeåpningene i en gitt avstand fra tunnelkonturen er uniforme og sprengningsinduserte sprekker er ikke representert i modellen. De tilbakeberegnete hydrauliske sprekkeåpningene må derfor ses på som en effektiv eller gjennomsnittlig egenskap.

Konklusjon

Denne artikkelen har presentert en tilbakeberegning av de hydrauliske egenskapene til sprengningsskadesonen i Gevingåstunnelen i Trøndelag, Norge basert på eksisterende målinger av grunnvannstrykket bak den delvis drenerte sprøytebetongkledningen. Tre-dimensjonal *distinct element*-modellering i programvaren 3DEC ble benyttet. De viktigste funnene er:

- Uten noen endring i hydrauliske egenskaper som følge av tunneldrivingen simuleres et maksimalt trykk bak sprøytebetongkledningen på ca. 470 kPa. Dette er noe lavere enn det opprinnelige hydrostatiske trykket på 600 kPa, men høyere det høyeste trykket målt av Holter (2015) på 135 kPa.
- Selv uten en sprengningsskadesone ville trykket i virkeligheten antagelig vært noe lavere som følge av åpning av enkelte sprekker på grunn av spenningsomlagring. Når slike effekter inkluderes i den numeriske modellen simuleres det maksimale trykket bak kledningen til ca. 400 kPa.
- En økning i hydraulisk sprekkeåpning med en faktor to til fire i sprengningsskadesonen er nødvendig for å oppnå samsvar med det høyeste målte grunnvannstrykket bak kledningen. Dette tilsvarer en økning i hydraulisk konduktivitet på mellom én og to størrelsesordener. Når en slik sprengningsskadesone med bredde 0,4 m inkluderes i modellen, resulterer simuleringen i et trykk på 160 kPa. Til sammenligning målte Holter (2015) et trykk på 135 kPa.

Det er flere usikkerheter og begrensninger knyttet til simuleringene utført i denne studien, og den numeriske modellen er knyttet til forholdene på én spesifikk lokasjon. Konklusjonene er derfor ikke nødvendigvis relevante under andre betingelser. Mer arbeid knyttet til grunnvannstrykket bak delvis drenerte tunnelkledningskonstruksjoner behøves for å trekke bredt gyldige konklusjoner.

REFERANSER

- Bane NOR (2018) *Tunneler/Prosjektering og bygging/Vannsikring*. Tilgjengelig fra: https://trv.banenor.no/wiki/Tunneler/Prosjektering_og_bygging/Vannsikring (Hentet: 26. januar 2019).
- Bossart, P., Meier, P. M., Moeri, A., Trick, T. og Mayor, J.-C. (2002) Geological and hydraulic characterisation of the excavation disturbed zone in the Opalinus Clay of the Mont Terri Rock Laboratory, *Engineering Geology*, 66(1), s. 19-38. doi: 10.1016/S0013-7952(01)00140-5.
- Bäckblom, G. (2008) *Excavation damage and disturbance in crystalline rock - results from experiments and analyses*. (SKB TR-08-08). Stockholm: Svensk kärnbränslehantering AB (SKB). Tilgjengelig fra: <https://www.skb.se/publikation/1931340/> (Hentet: 30. januar 2019).
- Chandler, N. A., Kozak, E. T. og Martin, C. D. (1996) Connected pathways in the EDZ and the potential for flow along tunnels, i Martino, J. B. og Martin, C. D. (red.) *EDZ Workshop - Designing the Excavation Disturbed Zone for a Nuclear Repository in Hard Rock, Winnipeg, 20 September 1996*. Toronto: Canadian Nuclear Society, s. 25-34.
- Ericsson, L. O., Thörn, J., Christiansson, R., Lehtimäki, T., Ittner, H., Hansson, K., Butron, C., Sigurdsson, O. og Kinnbom, P. (2015) *A demonstration project on controlling the excavation-damaged zone - experience from the Äspö Hard Rock Laboratory*. (SKB R-14-30). Stockholm: Svensk kärnbränslehantering AB (SKB). Tilgjengelig fra: <https://www.skb.se/publikation/2480345/> (Hentet: 3. januar 2019).
- Holter, K. G. (2014) Loads on sprayed waterproof tunnel linings in jointed hard rock: a study based on Norwegian cases, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(3), s. 1003-1020. doi: 10.1007/s00603-013-0498-0.
- Holter, K. G. (2015) *Properties of waterproof sprayed concrete tunnel linings. A study of EVA-based sprayed membranes for waterproofing of rail and road tunnels in hard rock and cold climate*. Doktoravhandling, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).
- Itasca Consulting Group Inc. (2016) *3DEC - Three-Dimensional Distinct Element Code, Ver. 5.2*. Minneapolis: Itasca.
- Nilsen, E. (2019) *Groundwater Pressure on a Partially Drained Tunnel Lining: Simulation of the Rock Joint Water Pressure behind the Sprayed Concrete Lining in the Gevingåsen Railway Tunnel, Norway, Using the Finite Element and Distinct Element Methods*. Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU).

OM TOMMELFINGERREGLER OG KONUSPLASSERING I NORSKE KRAFTVERK**Overburden criteria and design of unlined pressure tunnels**

M.Sc. Henki Ødegaard, stipendiat ved HydroCen, NTNU

M.Sc. Håvard Barkved, ingeniørgeolog i Multiconsult

Dr. Bjørn Nilsen, professor ved NTNU

SAMMENDRAG

Et sentralt designprinsipp for uførede trykktunneler er at bergspenningene må overstige det innvendige vanntrykket i tunnelen. I motsatt fall kan man få hydraulisk jekking av tunnelen med store vannlekkasjer og tilhørende ekstrakostnader for ombygging eller rehabilitering. Tidligere ble plassering av konus, altså overgangen mellom foret og stålforet tunnel, basert på en tommelfingerregel hvor man antok at vekten av overliggende berg, korrigert for topografiske effekter, tilsvarte bergets minste hovedspenning. Dette designprinsippet ble i stor grad utviklet i Norge og er internasjonalt kjent som *The Norwegian Criterion for Confinement*. Det eksisterer flere varianter av slike overdekningskriterier, men til tross for deres tidligere store utbredelse og popularitet er det gode grunner til at de ikke bør benyttes som grunnlag for endelig plassering av trykktunneler.

En sammenligning mellom *in-situ* målte verdier for bergets minste hovedspenning og verdier beregnet fra tommelfingerregelen er nylig utført for 15 norske kraftverk. Denne sammenligningen viser at ved sju av de undersøkte 15 prosjektene var målt minste hovedspenning lavere enn hva tommelfingerregelen skulle tilsi, en tydelig påminner om at direkte spenningsmåling absolutt bør kreves for sikrest mulig plassering av konus og trykktunnelen for øvrig.

Arbeidet som presenteres er del av vannkraftsforskningen som utføres i forskningssenteret HydroCen ved NTNU i Trondheim.

SUMMARY

A key requirement for unlined pressure tunnels is to ensure that the rock stresses exceed the internal water pressure from within the tunnel. Failure to fulfil this requirement can cause hydraulic jacking of the tunnel with excessive leakages and associated large costs for reconstruction or rehabilitation. Decisions on where to place the transition between steel-lined and unlined tunnel were in the past made based on a crude evaluation of the weight of the overburden, under the assumption that this weight would correspond to the least principal stress in the rock mass. Such design criteria, chiefly developed in Norway, are internationally known as *The Norwegian Criterion for Confinement*. Despite their previous widespread use, there is strong evidence supporting that their use for final design of pressure tunnels should be avoided.

A comparison of the minimum principal stress, as found from *in-situ* rock stress measurements, with that calculated from the Norwegian Criterion for Confinement has recently been performed for 15 Norwegian hydropower plants. This comparison shows that for the 15 investigated cases, seven showed measured values lower than expected from the

overburden criteria, a clear reminder that actual measurements are absolutely required for safe location of the unlined parts of pressure tunnels.

The work presented is part of the hydropower research being performed at HydroCen, based at NTNU in Trondheim, Norway.

INNLEDNING

I vannkraftsammenheng benyttes vanligvis tunneler for å overføre vann fra ett nivå til et annet slik at energien, representert ved høydeforskjellen mellom de to nivåene, kan utnyttes ved å lede vannet gjennom en turbin, som vist i Figur 1. Disse tunnelene kan være rene overføringstunneler uten særlig vanntrykk eller de kan være trykksjakter og trykktunneler med betydelig vanntrykk.

Den historiske designutviklingen av trykktunneler i Norge er godt beskrevet i Broch (1985) og vil kun helt kort repeteres her. Kort fortalt benyttet man i tiden før 1950 seg for det meste av kraftstasjoner og rørgater i dagen, og vanttunnelene var stort sett lavtrykks overføringstunneler. Etter andre verdenskrig ble mange kraftstasjoner av sikkerhetshensyn plassert under jord, og da brakte man også med seg stålrørene inn i berg i form av stålforedede trykksjakter. Slik var det altså stålet, og ikke berget, som måtte ta opp kreftene fra vanntrykket. Det var først i 1958 at uforede trykktunneler virkelig gjorde sitt inntog i Norge, grunnet den vellykkede ferdigstillelsen av kraftverket Tafjord K3. Her hadde man med 286 m trykkehøyde bevist at det var fullt mulig med høye vanntrykk også i uforede trykktunneler. Typisk vil slike uforede tunneler kun være stålforet noen titalls meter oppstrøms kraftstasjonen, som indikert med rød farge i Figur 1, noe som uansett er nødvendig for å trygt lede vannet inn til kraftstasjonen. Et slikt design er kostnadsbesparende siden man kan redusere stålforbruket betydelig sammenlignet med en stålforet løsning.

Et sentralt designprinsipp for uforede trykktunneler er at bergspenningene må overstige det innvendige vanntrykket i tunnelen. I motsatt fall kan man få hydraulisk jekking av tunnelen med store vannlekkasjer og tilhørende ekstrakostnader for ombygging eller rehabilitering.



Figur 1: Idealisert lengdesnitt av et trykktunnelsystem med kraftstasjon plassert i berg.

Det aller første Norske kraftverket som benyttet uforede trykktunneler var Herlandsfoss kraftverk, som ble ferdig i 1920, altså lenge før en uforet løsning ble vanlig. Dette prosjektet var opprinnelig planlagt med stålrør i dagen, men ingeniørene måtte som følge av stålmangel tenke nytt for å få realisert prosjektet, og det ble derfor bestemt å la tunnelen stå uforet. En slik uforet trykktunnel hadde på den tiden kun tidligere blitt utprøvd i Sveits og i USA, og aldri i Norge (Schjerven, 1921). Prosjektene Skar, Svelgen og Toklev fulgte kort tid etter med samme designprinsipp. Uheldigvis oppstod det ved oppfylling store lekkasjer ut av trykktunnelene ved både Herlandsfoss og Skar. Disse hendelsene nødvendiggjorde

omfattende utbedring (Herlandsfoss) og komplett ombygging (Skar). Frem til i dag er det i Norge bygget nærmere 150 kraftverk som benytter uforede trykktunneler og -sjakter med vanntrykk over 150 m, og da er typiske små- og minikraftverk under 10 MW installert effekt utelatt. Selv om disse i det vesentligste har vært vellykkede prosjekter, har det ved totalt ni kraftverk oppstått hydraulisk jekking av trykksjakter- eller -tunneler, som vist i Tabell 1.

Tabell 1: Oversikt over norske kraftverk hvor det har forekommet hydraulisk brudd i uforede trykktunneler

Prosjekt	År	Referanse
Herlandsfoss	1919	(Schjerven, 1921)
Skar	1920	(Vogt og Vogt, 1922)
Byrte	1968	(Selmer-Olsen, 1970)
Brokke	1968	(Bergh-Christensen, 1982)
Åskåra	1970	(Bergh-Christensen, 1974)
Bjerka	1971	(Valstad, 1981)
Holen	1981	(Selmer-Olsen, 1981)
Fossmark	1986	(Garshol, 1988)
Bjørnstokk	2016	(Nordal et al., 2018)

Som støtte til design av uforede trykktunneler har ulike overdekningskriterier, eller «tommelfingerregler», blitt benyttet for å vurdere hvilke spenninger man kunne forvente ut fra mektigheten på overliggende berg. Før egnede metoder for måling av bergspenninger ble tilgjengelige i Norge var disse overdekningskriteriene både nyttige og fornuftige hjelpemidler for design av trykktunneler.

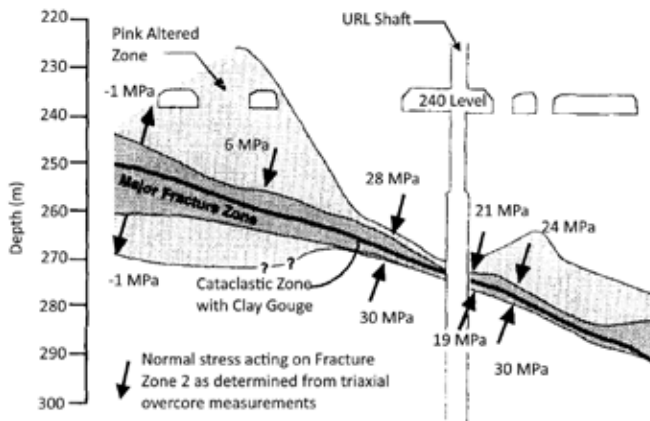
Det har imidlertid lenge vært klart at slike overdekningskriterier er idealiserte forenklinger, og at størrelsen på de faktiske bergspenningene kan avvike betydelig fra det estimerte, slik man ved enkelte av prosjektene i Tabell 1 kunne erfare. Det har også fra flere hold blitt fremholdt at overdekningskriteriene ikke må benyttes til endelig design, se eksempelvis (Benson, 1989), (Merritt, 1999) eller Rancourt og Mitri (2011).

Til tross for at disse begrensningene er godt kjent, virker det som om overdekningskriteriene er så innarbeidede i bransjen at de er noe vanskelige å gi slipp på. Også i senere år har slike kriterier blitt benyttet til å fastsette plassering av uforede trykksjakter, uten verifikasjon ved spenningsmålinger. Dette er etter vår vurdering en utilfredsstillende situasjon. På grunn av de potensielt enorme konsekvensene ved hydraulisk jekking, også for tredjepart, mener vi at det nå må settes krav til at spenningsmålinger utføres som grunnlag for endelig design av uforede trykktunneler.

BERGSPENNINGER

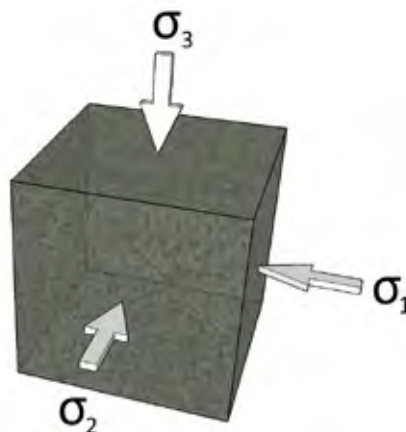
Innenfor de dyp hvor det er hensiktsmessig å bygge vannkrafttunneler, typisk grunnere enn 500-1000 m, er det ingen naturgitt direkte sammenheng mellom bergoverdekning og størrelsen på bergets minste hovedspenning. Selv om en slik sammenheng kan ses i enkelte områder, eksempelvis ved store dyp, og i noen unge sedimentære lagpakker, så er dette heller unntaket enn regelen i de mer gruntliggende deler av jordskorpa. Spenninger eksisterer i bergmasser som en følge av flere ulike mekanismer i jordskorpa, ikke bare som en følge av vekten av overliggende berg. Bidrag fra tektoniske prosesser og restspenninger fra ulike

geologiske prosesser kan også være betydelige. I tillegg vil bergspenningene kunne påvirkes som følge av topografiske effekter, nærliggende åpninger i berget eller vekslinger i bergmassens stivhet, for å nevne noen forhold. Et klassiske eksempel på dette er gitt av Martin og Chandler (1993). Her ble det ved Underground Research Laboratory (URL) i Canada vist hvordan man fra et betydelig antall bergspenningsmålinger kunne observere svært store variasjoner i bergspenningenes størrelse og orientering, forårsaket av variasjoner i bergmassens stivhet, som vist i Figur 2.



Figur 2: Geologiske strukturers påvirkning på bergspenninger, figur modifisert etter Martin og Chandler (1993).

Da vår artikkel i stor grad omhandler vurderinger tilknyttet bergets minste hovedspenning, kan det være nyttig med en kort definisjon av hovedspenninger: For en tenkt kube i en spenningspåkjent bergmasse, vil det alltid være mulig å finne én orientering av denne kubens som gjør at skjærspenningene på sideflatene blir null. Med denne orienteringen vil kubens sideflater pr. definisjon representere hovedspenningsplan, og normalspenningene på disse planene er de tre hovedspenningene. Disse kan entydig defineres ved sin størrelse og retning, og angis vanligvis som σ_1 , σ_2 og σ_3 , hhv. største, mellomste og minste hovedspenning.



Figur 3: Hovedspenningsplan med hovedspenningsretninger

Det er verdt å merke seg at normalspenningen på et vilkårlig plan i en bergmasse, og som ikke er identisk med planet hvor minste hovedspenning virker, vil være større enn minste hovedspenning. Dette har den praktiske konsekvens at man ved å kjenne verdien for bergets minste hovedspenning samtidig vet at det ikke kan forekomme sprekkeplan i berget som kan jekkes med et vanntrykk lavere enn denne spenningen. Dette er grunnen til at man ved design av uforede trykktunneler har så stort fokus på å finne bergets minste hovedspenning.

Fra dette kan man også trekke at dersom en uforet trykktunnel er plassert i en bergmasse hvor det ikke forekommer sprekker med en orientering normalt minste hovedspenning, så vil tunnelen kunne stå stabilt selv om minste hovedspenning i berget er lavere enn vanntrykket. Dette har blitt benyttet som forklaring på hvorfor enkelte trykktunneler fungerer godt, selv når vanntrykket overstiger minste hovedspenning.

I tilfeller hvor bergmassen er helt uten sprekker må i teorien bergets strekkstyrke også overskrides før hydraulisk brudd kan inntreffe, noe som skulle kunne tillate svært høye vanntrykk selv ved lave spenninger. Dette er imidlertid av liten praktisk nytte for design av trykktunneler da komplett fravær av sprekker over et tunnel-skala volum av berg kun i meget spesielle tilfeller vil kunne forekomme.

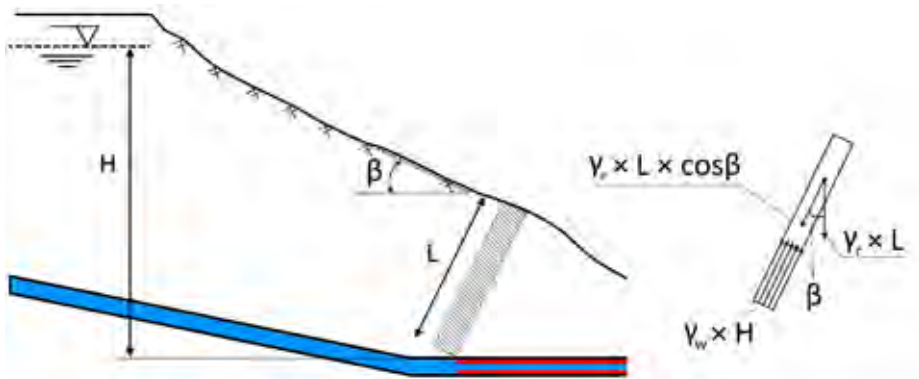
Tommelfingerregler for estimering av bergspenninger

Som omtalt i innledningen ble vekten av bergoverdekningen benyttet til å vurdere hvor stort vanntrykk berget kunne tåle. Flere ulike like varianter av slike overdekningskriterier har blitt praktisert, men det mest kjente overdekningskriteriet stammer fra Norge og ble lansert av Bergh-Christensen og Dannevig (1971). Dette kriteriet, presentert i Ligning 1, er internasjonalt kjent som «The Norwegian Criterion for Confinement»:

$$L > \frac{\gamma_w \times H}{\gamma_r \times \cos\beta} \quad (1)$$

Her er (L) korteste avstand mellom trykktunnel og dagen, (β) gjennomsnittlig helning på dalsiden, (H) statisk vanntrykk i trykktunnelen, (γ_w) og (γ_r) densiteten til hhv. vann og berg.

For å bestemme «trygg» plassering av trykktunnelen tegnes et representativt profil av terrenget opp og minimumsavstanden mellom trykktunnel eller -sjakt og bergoverflaten bestemmes da ved hjelp av Ligning 1. Som vist i Figur 4 er altså det stabiliserende bidraget ($\gamma_w \times L \times \cos\beta$) det som motvirker vanntrykket ($\gamma_w \times H$) fra å jekke berget ut mot nærmeste frie flate, altså bergoverflaten. Som man kan se av Ligning 1 og Figur 4 vil det stabiliserende bidraget fra berglegemet variere avhengig av terrenghelningen, slik at man ved flatt terreng, dvs. $\beta = 0$, får et stabiliserende bidrag identisk med vekten av overdekningen.



Figur 4: Det norske overdekningskriteriet, figur modifisert etter Bergh-Christensen (1982). Den røde tunnelstrekingen indikerer stålforet tunnel.

I dette kriteriet, og for øvrig alle andre overdekningskriterier, antas det å være en direkte sammenheng mellom vekten av overliggende berg og størrelsen på minste hovedspenning, en antagelse som ofte viser seg å ikke stemme. Dette har blitt vist mange steder i verden hvor det er utført *in-situ* måling av bergspenninger, se blant andre Engelder (1993), Merritt (1999), Christiansson og Janson (2003) og Dahlø et al. (2003).

Måling av bergspenninger

For trygg design av uforede trykktunneler trengs bergspenningsmålinger. Slike målinger kan utføres med mange ulike testmetoder, noen bedre egnet for design av trykktunneler enn andre. I det etterfølgende presenteres to ulike hydrauliske metoder for å måle bergets minste hovedspenning. Hydrauliske metoder har den store fordel i forbindelse med undersøkelser for trykktunneler at de nokså likt simulerer akkurat den situasjon man ønsker å undersøke. I tillegg måles det på et større volum av berg sammenlignet med andre tilgjengelige metoder. Ulike varianter av spenningsmåling ved overboring vurderes ikke som like godt egnet for måling av størrelsen på bergets minste hovedspenning sammenlignet med hydrauliske metoder. Dette er blant annet diskutert i Hanssen (1997), som anser overboringsteknikker som uegnede som målemetode for å bestemme minste hovedspenning for plassering av uforede trykktunneler. Likevel vil 3D spenningsmålinger kunne gi informasjon om spenningenes orientering, noe som i henhold til ISRM's standard forutsettes ved gjennomføring av hydrauliske splitteforsøk.

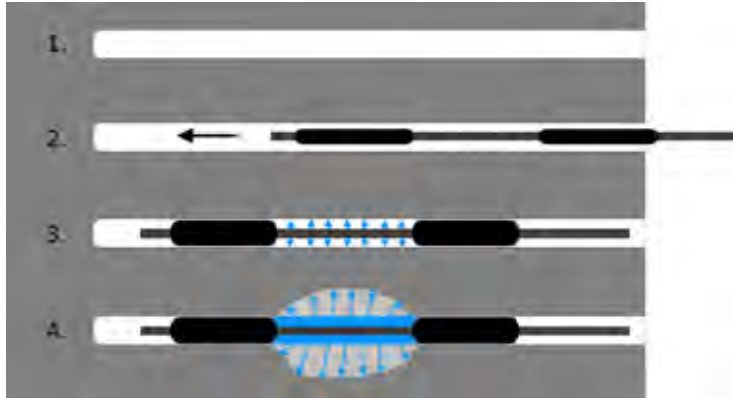
Hydraulisk splitting

Hydraulisk splitting (HF) er en metode for spenningsmåling som har sin opprinnelse fra en teknikk brukt i oljeindustrien for å bedre yteevnen til brønner. Metoden har blitt benyttet siden tidlig på femtitallet for brønnstimulering, og har etter hvert utviklet seg til å bli en av de mest pålitelige metodene for å måle størrelsen av bergets minste hovedspenning. Testmetoden er standardisert av ISRM (Haimson og Cornet, 2003) og av ASTM (ASTM, 2008).

Med referanse til Figur 5 kan testmetoden oppsummeres slik (Smith og Montgomery, 2014):

1. Et borhull bores langs en av hovedspenningsretningene, i figuren antatt boret horisontalt fra en tunnelvegg.
2. En dobbeltpakke føres inn i berget og isolerer testseksjonen.

3. Pakkeren trykkes inn i testseksjonen fortere enn det kan strømme ut.
4. Ved et gitt trykk, P_F vil borhullet splitte opp som følge av strekkspenninger i hullveggen generert av det interne vanntrykket.



Figur 5: Prinsippskisse som de første stegene i en hydraulisk splittetest.

Når det oppstår en sprekk og vann trenger inn i den vil sprekken forplante seg ut i bergmassen ved et trykk like over normalspenningen som virker på sprekken. Når pumpingen stoppes og systemet stenges av vil vannet i sprekken slutte å strømme og trykktap som følge av strømmingen vil opphøre. Trykket i testseksjonen vil falle når pumpingen stoppes, og det momentane trykket rett etter avstengning er kjent som *Instantaneous Shut-In Pressure* (ISIP) eller P_S (Fairhurst, 2003). Ved gjentatte trykksettinger av den induerte sprekken får man flere målinger av P_S . Verdien av P_S anses under ideelle forhold å være lik bergets minste hovedspenning, σ_3 , siden sprekken som først ble induert antas å åpne seg minste motstands veg, dvs. normalt minste hovedspenning.

Forenklet jekketest

En annen variant av HF-testen, beskrevet i nevnte ISRM-standard, eksisterer også. I denne testen jekker man eksisterende sprekker heller enn å sprekke opp intakt berg, en test omtalt som *Hydraulic Testing on Pre-existing Fractures* (HTPF). Vi gjennomgår ikke denne testmetoden her, men vi nevner den siden den har noen fellestrekk med en annen og ikke-standardisert hydraulisk jekketest, heretter omtalt som en *forenklet jekketest*.

Den forenklete jekketesten har blitt benyttet ved et stort antall vannkraftprosjekt for vurdering av konusplassering, og er av den grunn relevant å omtale her —til tross for at testen ikke er standardisert og heller ikke allment akseptert som en gyldig testmetode for estimering av bergets minste hovedspenning. Ulike varianter finnes, men hovedprinsippene bak testen kan oppsummeres slik:

1. Et antall borhull bores fra målestedet og inn i berget med hullretninger bestemt slik at man forsøker å krysse alle aktuelle sprekkesett registrert ved teststedet.
2. En enkeltpakker føres inn i berget og isolerer testseksjonen mellom pakker og hullbunn.
3. Pakkeren strammes opp og vann pumpes inn i testseksjonen, vanligvis ved stegvis trykkstigning i forhåndsbestemte intervall.

4. Ved et gitt trykk, kalt jekketrykket, vil vannet kunne jekke opp sprekker påtruffet i borhullet og man registrer da økt strømning og redusert trykk. Pumpetrykket reduseres deretter i like steg og man ser ved hvilket trykk sprekken lukkes og vannstrømmen opphører.
5. Ved måling i flere hull som forutsettes å krysse de aktuelle sprekkene ved teststedet får man da et mål på hvilket vanntrykk som skal til for å jekke opp sprekkene i området.



Figur 6: Prinsippskisse som viser en forenklet jekketest.

Det blir for vidtrekkende å skulle diskutere gyldigheten av bergspenningsmåling med bruk av den forenklede jekketesten, men det er enkelte aspekt ved denne testen som gjør at flere aktører i bransjen benytter denne heller enn standard ISRM HF tester. Hovedmotivasjonen for å anvende testen er nok at den kan gjøres relativt rimelig, raskt og uten spesialutstyr ut over det som normalt finnes på tunnelanlegg. I tillegg simulerer man ved testen situasjonen som oppstår ved vannfylling. Ulempen er, prinsipielt sett, at man ikke kan vite hvorvidt man har jekket den kritiske sprekken eller ikke, det er altså risiko for at det finnes en mer ugunstig orientert sprekk, men som man ikke har fått jekket på. Videre er det ikke etablert en standard utførelse av testen, som vanskeliggjør sammenligning av verdier målt samme sted med ulike metoder. Til sist kan det nevnes at man ved anvendelse av de to ulike testene i samme område har observert at det ikke alltid er korrelasjon mellom de to testene.

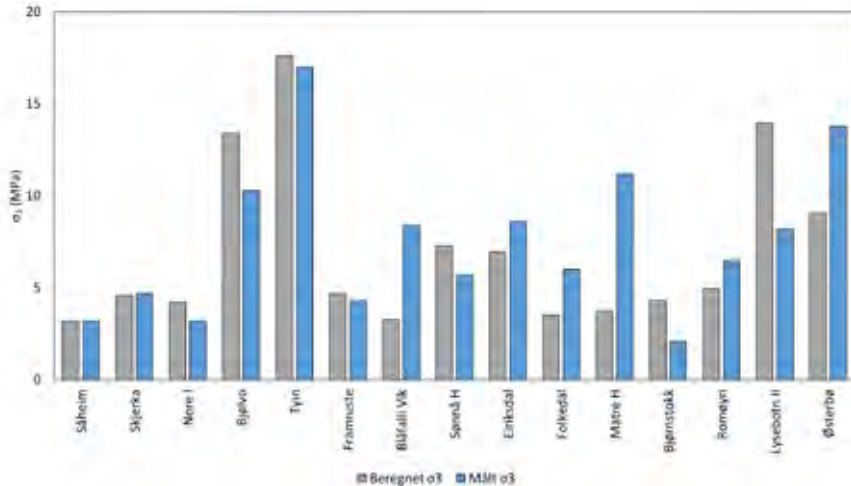
SAMMENLIGNING MELLOM MÅLTE OG ESTIMERTE BERGSPENNINGER

I forbindelse med forskningsaktiviteten tilknyttet HydroCen ble det igangsatt en studentoppgave som omfattet en gjennomgang av bergspenningsdata fra 15 norske kraftverk bygget etter 1990, se Barkved (2018). Formålet med gjennomgangen var å sammenligne *in-situ* målte verdier for bergets minste hovedspenning med verdier estimert ved hjelp av tommelfingerregelen.

Basert på følgende tre kriterier ble 15 kraftverk valgt for sammenligningen:

1. Prosjektet skulle være bygget etter 1990
2. Prosjektet skulle ha uforet trykkehøyde over 200 m
3. Spenningsmålinger hadde blitt utført og var tilgjengelige

For å kunne sammenligne verdier fra *in-situ* målinger med verdier funnet fra tommelfingerregelen ble testlokaliteten for spenningsmålingene benyttet som utgangspunkt for måling av avstand ut til bergoverflaten, altså L i Ligning 1. Tilgjengelig kartgrunnlag ble så benyttet for å finne representativ skråningshelning, β , inkludert korleksjon for eventuelle utstikkende rygger slik det er anbefalt av Broch (1984). Informasjon om bergets tyngdetetthet har blitt hentet fra det enkelte prosjekts grunnlagsmaterialet der dette var tilgjengelig, ellers ble det benyttet standardverdier for dette basert på stedlig bergartstype. Hovedfunnene fra gjennomgangen av de 15 prosjektene er presentert i Figur 7.



Figur 7: Oversikt over beregnede og målte verdier for bergets minste hovedspenning.

Fra Figur 7 kan man se betydelige forskjeller mellom spenningsverdiene funnet for de to metodene. Mest bekymringsfullt er vel at tommelfingerregelen overestimerer bergets minste hovedspenning ved sju av de 15 undersøkte tilfellene. Motsatt kan det også ses at tommelfingerregelen ved flere av prosjektene viser langt lavere verdier enn hva målingene indikerer. Faktisk er det kun ved to av prosjektene at det er funnet nær identiske verdier. De største avvikene ses ved prosjektene Matre Haugsdal og Lysebotn II med målt verdi hhv. 7,5 MPa høyere og 5,8 MPa lavere enn estimert fra tommelfingerregelen.

Disse funnene er en klar påminner om at tommelfingerregelen kun kan ses på som veiledende og at faktiske nivå av minste hovedspenning kan avvike betydelig.

OPPSUMMERING OG KONKLUSJON

Til tross for de åpenbare usikkerhetene med å benytte seg kun av overdekningsbetraktninger som grunnlag for endelig plassering av uforedede trykktunneler, er det fremdeles aktører i norsk vannkraftbransje som synes villige til å ta risikoen ved å utelate bergspenningsmålinger. Dette mener vi er en utilfredsstillende situasjon gitt de potensielt store konsekvenser ved brudd, for både kraftverkseier og tredjepart. Selv om det i Damsikkerhetsforskriften ikke stilles eksplisitte krav til spenningsmålinger ved bygging av uforedede trykktunneler mener vi, basert på gjennomførte analyser, at alle aktører i vannkraftbransjen i dag bør kreve at det gjennomføres bergspenningsmålinger – selv ved små prosjekter og selv ved «lave» trykk. En lignende anbefaling fremmes også av gruppen som undersøkte hydraulisk jekking ved Bjørnstokk kraftverk (Nordal et al., 2018).

Som en oppsummering lister vi noen av hovedpoeng som kan trekkes ut av denne artikkelen:

- Størrelsen på bergets minste hovedspenning kan variere langt utenfor hva som kan forventes fra en overdekningsbetraktning, og endelig plassering av konus kan derfor ikke trygt bestemmes uten å ha utført bergspenningsmålinger.
- Hydrauliske metoder er best egnet for å finne størrelsen på bergets minste hovedspenning
- Det er i prinsipp ikke noen nedre grense for hvor lavt vanntrykk som krever måling – overstiger vanntrykket bergspenningene er det risiko for jekking.
- Spesielt relevant for småkraft vil vi minne om at det ikke er installert effekt som avgjør risiko for jekking, kun vanntrykk og bergspenning.
- Forenklete jekketester kan være et nyttig supplement til standard ISRM splitteforsøk, men dagens situasjon med ukjent korrelasjon mellom de to metodene, og begge benyttes som grunnlag for plassering av konus, er utilfredsstillende.
- På grunn av de potensielt store variasjonene i bergspenninger over relativt korte avstander bør man måle flere steder enn gjeldende praksis – dette forutsetter en supplerende testmetode til ISRM standard hydrauliske splitteforsøk. For å ha nytte av en slik metode må den være billig, rask, og nøyaktig nok. Dette skal HydroCen forsøke finne ut av.

TAKK TIL

En stor takk til Agder Energi, Hydro, E-CO Energi, Sweco Norge, Sunnhordland Kraftlag, Saudefaldene, Spilde Entreprenør, BKK, Småkraft, Lyse Energi og Sogn og Fjordane Energi som alle har bidratt med data til studentoppgaven. Vi takker også HydroCen som har muliggjort dette arbeidet som en del av aktiviteten i forskningssenteret.

REFERANSER

- ASTM 2008. Standard Test Method for Determination of In-Situ Stress in Rock Using Hydraulic Fracturing Method. ASTM International.
- BARKVED, H. 2018. *Gjennomgang av designgrunnlag for utvalgte betongpropper/overgangssoner i nyere norske vannkraftanlegg*. M.Sc., NTNU.
- BENSON, R. P. 1989. Design of unlined and lined pressure tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research*, 4, 155-170.
- BERGH-CHRISTENSEN, J. Brudd i uforet trykktunnel ved Åskåra kraftverk. In: BROCH, E., HELTZEN, A. M. og JOHANNESSEN, O., eds. Fjellspregningskonferansen, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen, 1974 Oslo. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, 15.1-15.8.
- BERGH-CHRISTENSEN, J. 1982. Design Of Unlined Pressure Shaft At Mauranger Power Plant Norway. *ISRM International Symposium*. Aachen, Germany: International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.
- BERGH-CHRISTENSEN, J. og DANNEVIG, N. T. 1971. Engineering geological evaluation of the unlined pressure shaft at the Mauranger hydropower plant. Oslo: GEOTEAM A/S.
- BROCH, E. 1984. Unlined high pressure tunnels in areas of complex topography. *Water Power & Dam Construction*.
- BROCH, E. 1985. Development of unlined pressure shafts and tunnels in Norway. In: BERGH-CHRISTENSEN, J., BROCH, E. og LIEN, R. (eds.) *Norwegian Hydropower Tunnelling*. Norwegian Soil and Rock Engineering Association.

- CHRISTIANSSON, R. og JANSON, T. 2003. A test of different stress measurement methods in two orthogonal bore holes in Äspö Hard Rock Laboratory (HRL), Sweden. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 1161-1172.
- DAHLØ, T., EVANS, K. F., HALVORSEN, A. og MYRVANG, A. 2003. Adverse effects of pore-pressure drainage on stress measurements performed in deep tunnels: an example from the Lower Kihansi hydroelectric power project, Tanzania. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 65-93.
- ENGELDER, T. 1993. *Stress Regimes in the Lithosphere*, Princeton, New Jersey.
- FAIRHURST, C. 2003. Stress estimation in rock: a brief history and review. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 957-973.
- GARSHOL, K. Fossmark kraftverk, utlekkasje fra trykksjakt. In: BERG, K., HELTZEN, A. M., JOHANSEN, P. M. og STENHAMAR, P., eds. *Fjellspregningskonferansen, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen*, 1988 Oslo. Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund, 25.1-25.11.
- HAIMSON, B. C. og CORNET, F. H. 2003. ISRM Suggested Methods for rock stress estimation—Part 3: hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF). *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 1011-1020.
- HANSSEN, T. H. 1997. *Investigations of some rock stress measuring techniques and the stress field in Norway*. NTNU.
- MARTIN, C. D. og CHANDLER, N. A. 1993. Stress heterogeneity and geological structures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 30, 993-999.
- MERRITT, A. H. 1999. Geologic and geotechnical considerations for pressure tunnel design. In: FERNANDEZ, G. og BAUER, R. A. (eds.) *Geo-Engineering for Underground Facilities*. University of Illinois: ASCE.
- NORDAL, S., GRØV, E., EMDAL, A. og L'HEUREUX, J. S. 2018. Skredene i Tosbotn, Nordland 1. og 2. april 2016. Rapport fra undersøkelsesgruppe satt ned av Nordland Fylkeskommune.: NTNU.
- RANCOURT, A. J. og MITRI, H. 2011. Application of rock cover alteration ratio concept in preliminary design of unlined pressure tunnels. *Can. Geotech. J.*, 48, 1674-1682.
- SCHJERVEN, H. 1921. Tryktunnelen ved Herlandsfossen. *Teknisk Ukeblad*. Den Norske Ingeniør- og Arkitekt-forening og Den Polytekniske Forening.
- SELMER-OLSEN, R. 1970. Experience with Unlined Pressure Shafts in Norway. In: BREKKE, T. L. og JÖRSTAD, F. A. (eds.) *Large Permanent Underground Openings - proceedings of the international symposium*. Oslo: Universitetsforlaget.
- SELMER-OLSEN, R. 1981. Betrakninger over store vannlekkasjer i dyptliggende tunneler. *Fjellspregningskonferansen, Bergmekanikkdagen, Geoteknikkdagen*. Trondheim: Tapir.
- SMITH, M. B. og MONTGOMERY, C. T. 2014. *Hydraulic Fracturing*, Hoboken, CRC Press.
- VALSTAD, T. 1981. Uforete vanntunneler og -sjakter : vannutbrudd fra tillopstunnelen til Bjerka kraftverk. *Rapport (Norges geotekniske institutt : trykt utg.)*. Oslo.
- VOGT, J. H. L. og VOGT, F. 1922. *Tryktunneller og geologi*, Kristiania, Norges geologiske undersøkelse.

**SKRÅNINGSSTABILITET VED FUNDAMENTERING AV TRYSFJORDBRUA.
BRUK AV 2D FEM-MODELLERING FOR SIMULERING AV SKJÆRSTYRKE
LANGS GLIDEPLAN****Slope stability at the Trysfjord bridge foundations. The use of 2D-FEM modeling for simulation of shear strength along a sliding plane**

Ragna Torås Halseth, ingeniørgeolog, Norconsult AS

SAMMENDRAG

I forbindelse prosjekteringa av Trysfjordbrua på ny E39 Kristiansand vest – Mandal øst er det gjort en inngående vurdering av skråningsstabiliteten for bergfundamentene nærmest fjorden. I denne artikkelen presenteres vurderinger for det vestre fundamentet (akse 3). Kinematiske analyser av sprekke data indikerer at plan utglidning er den styrende bruddmekanismen. Numerisk modellering (FEM - finite element method) i 2D er benyttet til å vurdere stabiliteten av én massiv blokk, som kan gli på en gjennomgående sprekk med utgående i skråningsfot. Ut fra resultatene fra den numeriske analysen er det gjort likevektsberegninger, i tillegg til å se på spenningsfordeling og skjærstyrke langs hele glideplanet. Likevektsberegningene indikerer stabile grunnforhold ($R_d/E_d > 1$). Den numeriske analysen viser derimot at skjærspenningen i nedre deler av glideplan med 35° helning eller mer, er større enn skjærstyrken. Siden vurdert blokk kun er en forenkling av den faktiske situasjonen anses det som mulig at bruddutvikling kan begynne i nedre del av glideplanet ved tilstedeværelse av steile avløsende sprekker. Plan så bratte som 35° er ikke påvist i fundamentflata etter utsprengning, og det vurdert at det ikke nødvendig å installere bergsikringstiltak, hverken med tanke på utglidning eller progressiv bruddutvikling under vann. Et overvåkningsprogram er igangsatt for å ha kontroll på at situasjonen er stabil.

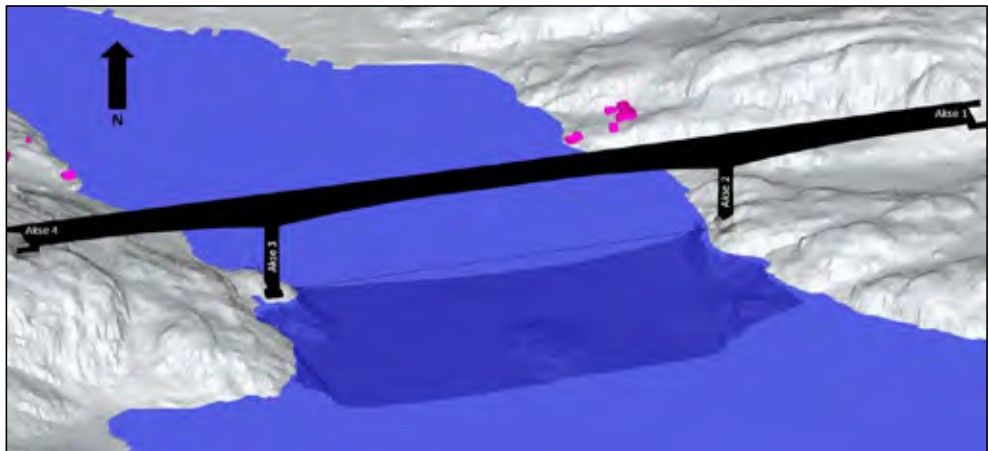
SUMMARY

In connection with the design of the Trysfjord Bridge on the new E39 Kristiansand west - Mandal east, an in-depth assessment of the slope stability of the rock foundations closest to the fjord has been made. This article presents assessments for the western foundation (axis 3). Kinematic analyzes of joint data indicate that plane slip is the controlling failure mechanism. Numerical modeling (FEM - finite element method) in 2D is used to assess the stability of one solid block, which can slip on a continuous joint that daylights at slope base. Based on the results from the numerical analysis, equilibrium calculations have been made, in addition to studying the stress distribution and shear strength along the entire sliding plane. The equilibrium calculations indicate stable ground conditions ($R_d/E_d > 1$). The numerical analysis, on the other hand, shows that the shear stress in the lower part of sliding planes of 35° inclination or more, is greater than the shear strength. Since the considered block is only a simplification of the actual situation, it is considered as possible that progressive failure can develop in the lower part of the sliding plane in the presence of steep releasing joints. There was no indication of planes as steep as 35° in the foundation surface after blasting, and it is not considered necessary to install stability measures. A monitoring scheme has been initiated for controlling that the situation is stable.

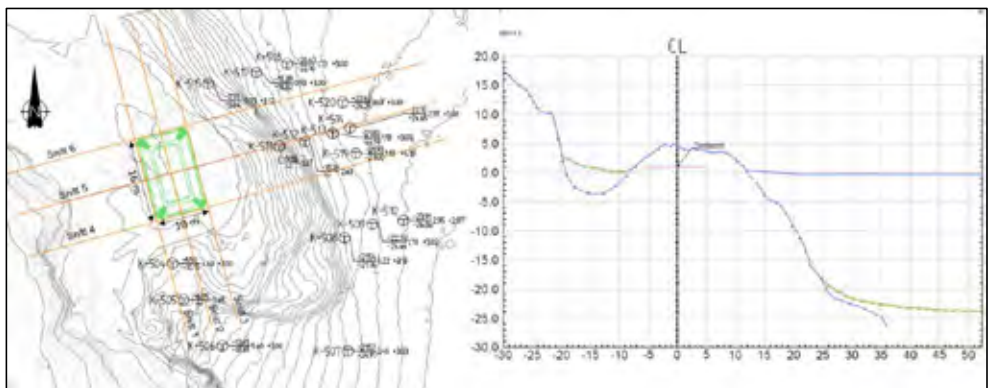
INNLEDNING

I forbindelse med utbygginga av den nye motorvegen E39 Kristiansand vest – Mandal øst skal det bygges ei bru over Trysfjorden. Det planlegges ei fritt-frembyggbru med total lengde 534 m. Fundamentene nærmest fjorden, akse 2 på østsida og akse 3 på vestsida, etableres som massive betongfundamenter støpt direkte på berg. Foran fundamentene i akse 2 og 3 stuper berget bratt ned i Trysfjorden, ned til 20-30 meters dyp. På grunn av store laster fra fundamentene har det derfor vært nødvendig med en inngående vurdering av skråningsstabiliteten for disse fundamentene.

Denne artikkelen tar for seg vurderinger knyttet til bestemmelse av sprekkefriksjon og bruddkriterier, samt sammenligning av disse bruddkriteriene i resultater fra numerisk modellering. Metoder og framgangsmåte er lik i begge akser. I denne artikkelen vil vurderingene og resultatene som er gjort for akse 3 bli presentert. Alle resultater og figurer er hentet fra ingeniørgeologisk rapport for Trysfjordbrua (Norconsult AS, 2019).



Figur 1: Oversikt bergfundamenter fra ingeniørgeologisk fagmodell. Akse 3 er plassert på en holme på vestsida av fjorden. Sjøbunnstopografien kan skimtes under vannoverflata.



Figur 2: Tolket bergprofil (blå stiplet linje) under vann i akse 3 (snitt 5) basert på resultater fra totalsonderinger. Fundamentflata er indikert med rose strek i snittet.

GRUNNUNDERSØKELSER

Informasjon om grunnforholdene i fundamentområdene er samlet inn gjennom grunnundersøkelser, utført både i tidligere planfaser og i detaljplan-/byggeplanfasen. Dette inkluderer følgende undersøkelser:

- Ingeniørgeologisk feltkartlegging: undersøkelse av bergmassetyper, innsamling av sprekke-data, testing av sprekkestyrke med Schmidt-hammer.
- Fotografering med drone, for studie av bergmassens oppsprekking og sprekkenes utholdenhet.
- Multistråle ekkolodd, for kartlegging av fjordbunnen.
- Totalsonderinger fjordbunn, for påvisning av løsmassemeknighet på utsida (fjordsida) av fundamentene i akse 2 og 3.
- Kjerneboring, totalt fire kjerneborhull, to ved hvert av de planlagte bergfundamentene i akse 2 og 3.
- Borhullslogging med optisk og akustisk televiewer, utført i de to kjerneborhullene på vestsida av fjorden (akse 3).
- Bergmekaniske tester: enaksial trykkfasthet, E-modul, Poissons forhold, basis friksjonsvinkel fra tilttest, og skjærfasthet på utvalgte sprekker ved bruk av skjærboks.

BERGMASSEKVALITET OG OPPSPREKKING

Bergmassen i fundamentområdet på vestsida av fjorden (akse 3) består av gneis av amfibolittisk og granittisk sammensetning (figur 3). I tillegg opptrer grovkornet pegmatitt i linser og bånd (figur 4). Amfibolitt/amfibolittisk gneis og granittisk gneis er sterke bergartstyper, hvor felttester (Schmidt hardhet, slag med geologisk hammer) indikerer veldig sterk bergmasse (UCS = 100-250 MPa) og målte UCS-verdier i laboratorium varierer mellom 92 og 174 MPa. Felttester (slag med geologisk hammer) på pegmatitt indikerer middels styrke (UCS = 25-50 MPa) og målte UCS-verdier i laboratorium er mellom 20-129 MPa.

Bergmassen har noe blokkdannelse og varierende oppsprekkingsgrad. Fra kartlegging i dagen og kjernelogging er det kartlagt 5 hovedsprekkesett. Som illustrert i figur 5 og figur 6 opptrer ikke sprekkesettene jevnt over hele holmen, men kan ses tydeligere i ulike partier. Sprekkeflater framstår generelt som ru til hakkete og plane til undulerende, med svak overflateforvitring og stedvis noe sprekkebelegg (typisk er J_a i Q-systemet = 1 - 2).



Figur 3: Båndet amfibolittisk gneis i akse 3.



Figur 4: Linse av grovkornet pegmatitt i akse 3.



Figur 5: Illustrasjon av kartlagt oppsprekking i dagen ved fundamentområdet i akse 3. Bilde sett fra øst mot vest. Ca. fundamentplassering inntegnet med sort stiplet strek (noe forvridd bilde, fundament er rektangulært).



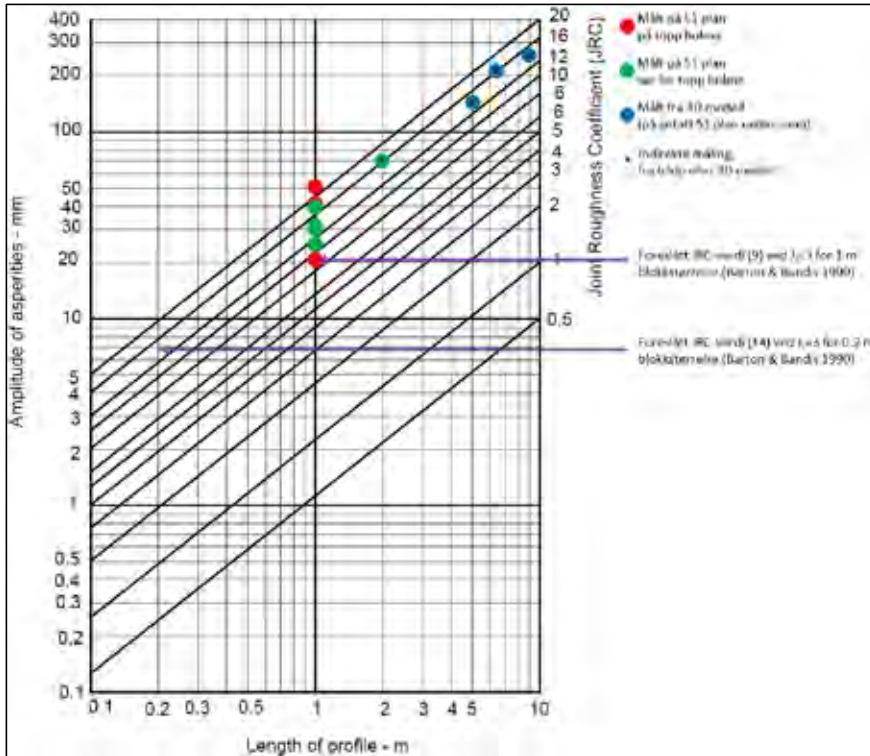
Figur 6: Illustrasjon av kartlagt oppsprekking i dagen ved fundamentområdet i akse 3. Bilde sett fra sørøst mot nordvest. Ca. fundamentplassering inntegnet med sort stiplet strek. Det går en ca. N-S strykende svakhetssone på innsiden/vestsiden av holmen, mellom holmen og berghammeren i vest.

SPREKKERS FRIKSJONSFORHOLD

Ruhetsmålinger (JRC) - feltskala

En viktig faktor for sprekkens friksjonsforhold er sprekkeruheten. For å karakterisere ruhet i større skala og definere JRC-verdier (Barton-Bandis bruddkriterium), er det for enkeltsprekker i sprekkesett S1 utført målinger ved bruk av amplitudemethoden i felt (Barton & Bandis, 1990). Det er også utført enkelte målinger av ruhet i felt ved bruk av profilometer (10 cm) og sammenligning med standardprofiler. Det er stort sett målt over 1 m profiler og noen 2 m profiler ved bruk av amplitudemethoden. I tillegg er det forsøkt å måle ruhet i 3 profiler på et markert sprekkkeplan under vann ved bruk av 3D-bunntopografimodellen. Den utførte akustiske profileringen er å betrakte som svært detaljert, men disse målingen må betraktes som unøyaktige/usikre. De gir allikevel en indikasjon på storskalaunduleringen til dette planet.

Målingene viser, når de plottes sammen i et amplitudediagram (figur 7), en tendens til at JRC-verdien holder seg relativt lik uavhengig av lengden det måles over. Grunnen til dette er at amplituden øker ved økt målelengde, noe som indikerer at bølgelengden på storskalaunduleringen i felt er relativt lang.



Figur 7: Sammenstilling av ruhetsmålinger ved bruk av amplitudemetoden i akse 3 for undersøkelse av størrelsesorden på JRC.

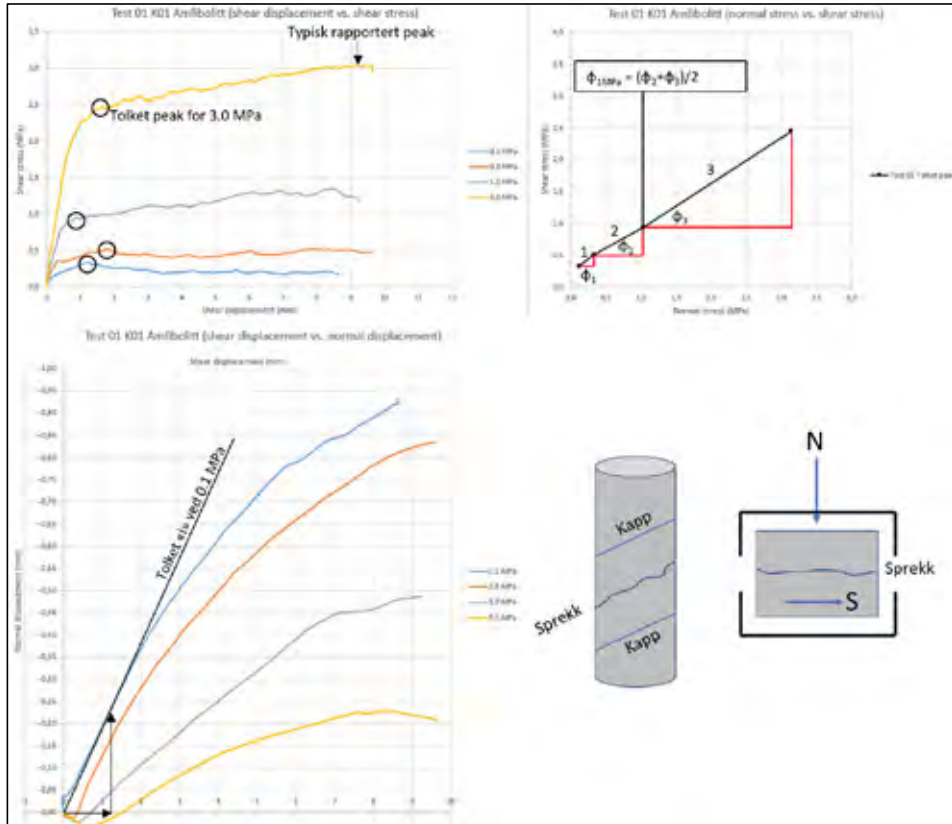
Sprekkefriksjon fra skjærbokstester

I laboratorium er det utført skjærbokstester for å bestemme sprekkers skjærstyrke under representative normalspenningsforhold. For akse 3 er det gjort skjærbokstesting på 5 utvalgte sprekker fra kjerneprøver. Testet skjærretning er langs sprekkenes fallretning. Det ble utført 4 tester per sprekke, hvor normalspenningen ble økt suksessivt for hver test: 0,1 MPa, 0,3 MPa, 1,0 MPa og 3,0 MPa.

Ut fra resultater fra skjærbokstestinga er det for hver prøve tolket peak-verdier (peak skjærstyrke og peak friksjonsvinkel) og dilatasjonsvinkel «i», se figur 8. Dilatasjonsvinkelen er tolket ut ifra plottene for normal deformasjon mot skjærdeformasjon, ved å se på stigningsforholdet til tangenten i området der horisontal deformasjon er tilsvarende som for horisontal deformasjon ved tolket peak-verdi. Residual friksjonsvinkel er så funnet ved å trekke estimert «i»-vinkel ved aktuell normalspenning fra estimert friksjonsvinkel ved samme normalspenning.

Som vist i tabell 1 har estimerte residuale friksjonsvinkler relativt stor spredning. Tolkningen av residual friksjonsvinkel er derfor kun brukt som en indikasjon på om residuale friksjonsvinkler vil kunne være mindre enn basis friksjonsvinkel målt ved tilttester på intakt

bergmateriale. Gjennomsnittlige residual friksjonsvinkler ligger for utførte skjærtester rundt verdiene for basis friksjonsvinkler, mens enkeltverdier ligger både godt over og godt under. Basert på relativt liten grad av forvitring på de fleste sprekkeflatene var det forventet at residuale vinkler skulle være tilnærmet like eller større en basis friksjonsvinkler. Det er i videre vurderinger valgt å legge til grunn en residual friksjon tilsvarende en konservativt valgt basis friksjon. Denne verdien er satt til $\phi_r = 29^\circ$.



Figur 8: Fremgangsmåte for utvalgelse/tolkning av «peak» skjærstyrke (øverst til venstre), tolkning av dilatasjonsvinkelen «i» (nederst til venstre), estimering av friksjonsvinkelen i et aktuelt punkt, her for 1 MPa normalspenning (øverst til høyre), og prinsipp for prøvepreparering og testing (nederst til høyre).

Tabell 1: Tolket residual friksjonsvinkel fra skjærboktesting, målt basis friksjonsvinkel fra tilttester av intakt berg og kartlagte J_r og J_a verdier for de aktuelle sprekkene (A = amfibolitt, P = pegmatitt, Ag = amfibolittisk gneis).

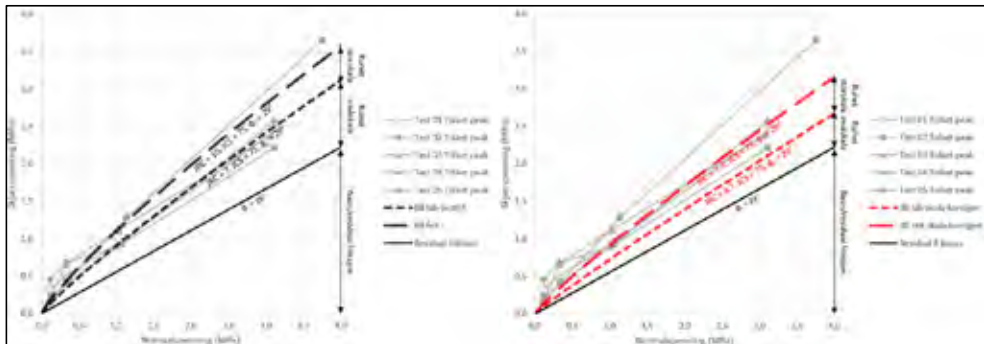
	Test 01	Test 02	Test 03	Test 04	Test 05
	A (K01 1,77 m) Subhorisontal	P (K02 21,5 m) 33/101	Ag (K01 10,16 eg. 11,1 m) 29/108	Ag (K01 15,59 m) 52/171	Ag (K02 ca. 11.6 m) 33/105
Tolket ϕ_r (peak friksjon minus «i»)	27,7°	30,6°	31,0°	20,5°	38,7°
Målt ϕ_b	29,6°	29,9°	30,6°	30,6°	30,6°
J_r , J_a	$J_r = 3$ $J_a = 2$	$J_r = 3$ $J_a = 1$	$J_r = 3$ $J_a = 1$	$J_r = 3$ $J_a = 1$	$J_r = 3$ $J_a = 1$

VURDERING AV SKJÆRSTYRKE – TILPASNING AV STYRKEKURVER

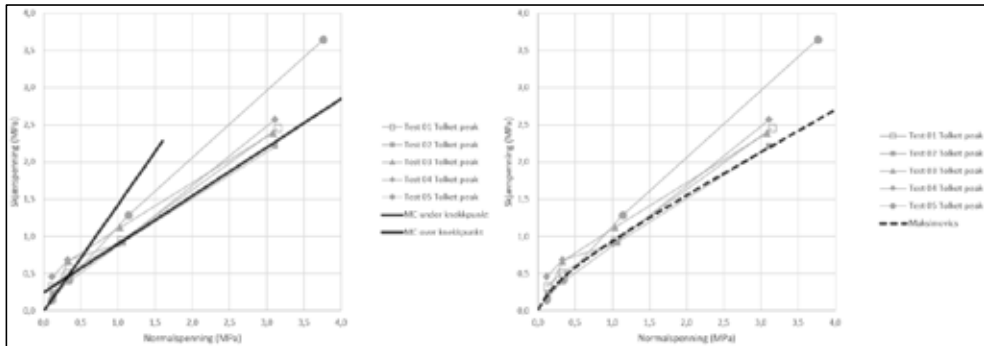
Variasjon i JCS er relativt godt dokumentert i felt (Schmidthammarmålinger på flere sprekkeflater, tatt forskjellig steder på flatene) og intakt enaksial styrke er dokumentert i lab. Det er lite forvitring kartlagt på sprekkeflater tilhørende sprekkesett S1 ($J_a=1-2$). Gjennomsnitt av Schmidthammarmålinger på sprekkesett S1 gir JCS = 130 MPa (med laveste målte verdi på 68 MPa). Gjennomsnittlig trykkstyrke for amfibolitt/amfibolittisk gneis er nær 150 MPa. Fire av fem sprekker i dette bergmaterialet, inklusive målinger på pegmatitt, ligger på ca. 130 MPa. Det er valgt å betrakte JCS og ϕ_r som konstante verdier, og variere JRC for å tilpasse Barton-Bandis styrkekurve til skjærstyrkemålinger fra laboratoriet. JCS er konservativt satt til 75 MPa og $\phi_r = 29^\circ$ (målt basis friksjonsvinkel). For sprekkesett S1 ser det ut til at en JRC verdi på mellom 10-14 er representativ for en blokkstørrelse opp til minst 2 m. For feltskala er det derfor benyttet en JRC verdi på 10, som ligger i nedre del av amplitudemålingene over 1 m profiler.

Figur 10 viser plott av skjærspenning mot normalspenning på sprekker målt i laboratoriet i bakgrunnen (grå farge). Styrkekurver tilpasset Barton-Bandis bruddkriterium er vist med stiplede sorte linjer i plottet til venstre. Den nedre sorte heltrukne linjen representerer styrkebidraget fra residual friksjon. Den stiplede linjen i midten er tilpasset til labdata og inkluderer styrkebidraget fra småskala ruhet i tillegg til residual friksjon. Den øvre linjen er basert på målinger av JRC i felt og inkluderer styrkebidraget fra storskalaundulering i tillegg til småskalaundulering og residual friksjon.

I plottet til høyre er styrkekurvene korrigert for skalaeffekt. Det er benyttet en blokkstørrelse på 5 m, som anses som noe konservativt, men en realistisk størrelsesorden basert på observasjoner i felt. Det kan ses at den skalakorrigerte BB-kurven for felt omtrent tilsvareer kurven fra tilpassede labdata (JRC = ca. 7). Dette er en indikasjon på at bidraget fra storskalaundulering er tilstede, og at storskalaunduleringen vil kunne kompensere for den teoretiske reduksjonen i labstyrke som følge av skalaeffekter. På bakgrunn av dette, samt at resultatene fra amplitudemålinger viser tendens til uforandret JRC verdier ved økt blokkstørrelse/profillengde, velges det i det videre å se bort ifra skalaeffekter, og å bruke styrkekurver som er tilpasset labdata i videre stabilitetsvurderinger.



Figur 9: Målt skjærstyrke i laboratoriet (i grått), Barton- Bandis styrkekurver tilpasset labdata og fra feltmålinger (venstre), skala-korrigerte BB styrkekurver for 5 m blokkstørrelse/lengde (høyre).



Figur 10: Tilpasning til labdata med bi-lineært Mohr-Coulomb kriterium (venstre) og kurvet Maksimovics kriterium (høyre).

Barton-Bandis bruddkriterium ser ikke ut til å fange opp den skarpe kurvaturen mellom 0,1 MPa og 0,5 MPa normalspenning. For å få til en realistisk tilpasning her må JRC være høy, noe som medfører at JCS må være usannsynlig lav (<20 MPa). Den skarpe kurvaturen i testdata kan ha flere årsaker, men det er kjent at kurvene vil bøye av noe mer enn reell styrke grunnet suksessiv testing på samme prøve, med nedbryting av ruhet for hver gang. Resultatet av en dårlig tilpasset styrkekurve i tillegg vil kunne gi et for konservativt resultat. I henhold til Wyllie (1999) så bør forholdet JCS/σ_n normalt ligge mellom ca. 3 – 100 for at Barton-Bandis bruddkriterium skal være brukbart. For 0,1 MPa - 0,5 MPa (og $JCS=75$ MPa) ligger forholdet mellom 150-750, og kommer først under 100 ved en normalspenning på 0,75 MPa.

For å få til en bedre tilpasning til labdata ved lav normalspenning har det blitt forsøkt å benytte andre styrkekriterier. Både et bi-lineært Mohr-Coulomb kriterium (figur 10 til venstre) og det kurvede Maksimovic-kriteriet (Maksimovic, 1996) har blitt forsøkt (figur 10 til høyre). Begge disse kriteriene får bedre med seg den relativt store styrken ved lav normalspenning. Det vil være en usikkerhet rundt om den store styrken (kurvaturen i dette området) ved lav normalspenning også faktisk er tilstede i stor skala. Det er her lagt til grunn at storskalaundulering oppveier for en eventuell skalareduksjon som følge av anvendelse av labdata til feltskala.

KINEMATISK ANALYSE

Det er utført kinematisk analyse av kartlagte sprekker ved fundamentområdet i akse 3 for vurdering av hvilke typer stabilitetsproblemer som potensielt kan oppstå. Den kinematiske analysen er gjort på bakgrunn av data fra feltkartlegging, samt borkjernerkartlegging og borhullslogging. Fra borkjernene og borhullsloggingen er det benyttet sprekkeregistreringer fra 0-20 m hulldybde. Sprekker dypere enn dette er ikke funnet å være relevante da bergmassen vil ha fot i fremkant, eller at sprekkplan blir veldig slake.

Den kinematiske analysen viser potensial for plan utglidning mot øst langs de bratteste registrerte sprekke S1 (sprekker med helning 30-55°), se figur 11. Også noen få sprekker fra sprekkesettet S4 plotter i kritisk område for plan utglidning. Sprekker fra S2 og S3 kan fungere som avløsende sprekker, henholdsvis i bakkant og i sidekanter. Analysen viser også potensial for kileutglidning langs krysningslinje mellom sprekkesett S1 og S3 (se figur 12). Siden krysningslinja har tilnærmet samme fallretning som S1 (mot øst) og S3 er et steilt sprekkesett med strøk øst-vest, vil «kilen» i praksis være underlagt samme mekanisme som ved plan utglidning. Det er ingen sprekkesett, kun tilfeldige sprekker, som gir potensial for toppling mot øst.

tilfellet for akse 3 er det vurdert som mulig at slike gjennomgående plan vil kunne forekomme, og med tanke konstruksjonen og konsekvensen av sammenbrudd er det vurdert som riktig å legge til grunn at det finnes gjennomsettende plan som kan føre til plan utglidning av bergmassen under fundamentet. Slike plan vil, basert på kartlagte sprekker, mest sannsynlig ha en gjennomsnittlig vinkel på mellom 25-35 grader. Planet under vann er målt til 25 grader. Plan på holmen har stort sett fallvinkler under 35 grader, selv om det er målt opp mot 57 grader på en del av et plan på topp av holmen. Observasjoner i dagen, amplitudemålinger og spredning i stereoplot indikerer at det forekommer en viss storskalaundulering for sprekker i sprekkesett S1 i akse 3.

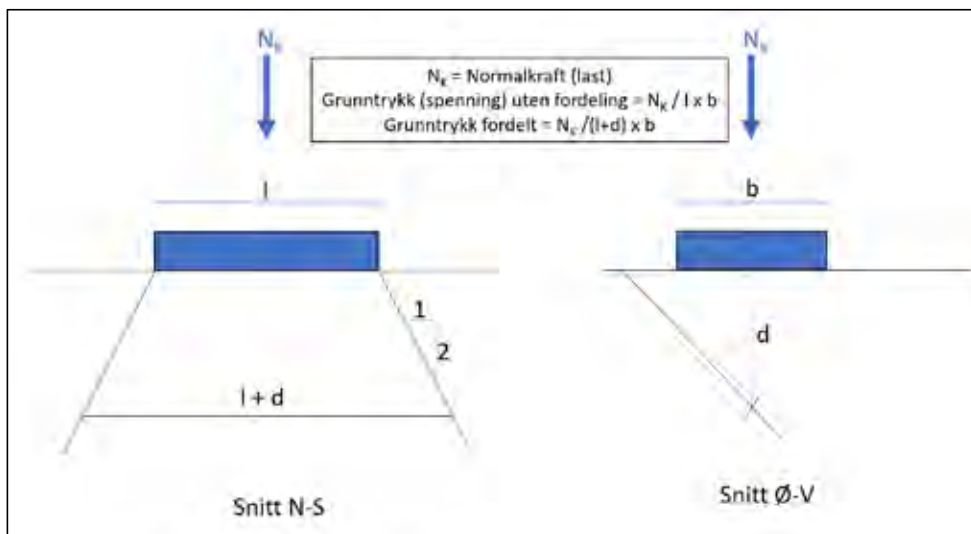
STABILITETSVURDERINGER

Det er utført numeriske analyser og likevektsberegninger for plan utglidning i akse 3. Programvaren som er benyttet er 2D endelig elementprogrammet (FEM) Phase 2 fra Rocscience (RocScience, 2011). Likevektsberegninger er utført i henhold til partialfaktormetoden i Eurokode 7 (Standard Norge, 2016).

Dimensjonerende laster

Det foreligger snittkrefter i underkant av fundament for byggetilstand og ferdigtilstand. For å vurdere hvilke lastkombinasjoner som er å betrakte som dimensjonerende («worst case») i bruddgrensetilstand (ULS) er det utført likevektsberegninger for plan med 30 graders helning. Det ble ut fra dette valgt å gå videre med numerisk modellering for de to lastkombinasjonene med navn «I10 ULS Min Axial» og «I10 ULS Min Shear-N» for vurderinger i akse 3.

Siden 2D-programmet antar at geometrien og krefter virker uendelig langt inn i/ut av modellplanet vil ikke kreftene på et sprekkeplan gjenspeile den faktiske tredimensjonale situasjonen. Fundamentet har en begrenset utstrekning inn i/ut av modellplanet og følgelig vil lastene i realiteten fordeles over et større sprekkeplansareal enn det som hensyntas av modellen. Dette er hensyntatt ved å i praksis øke fundamentarealet, slik at grunntrykket (lasten) fra brua blir redusert. Denne lastfordelingen varierer ut ifra hvor dypt planet ligger/krysser under fundamentet, og regnes ut i henhold til oppsettet i figur 13.



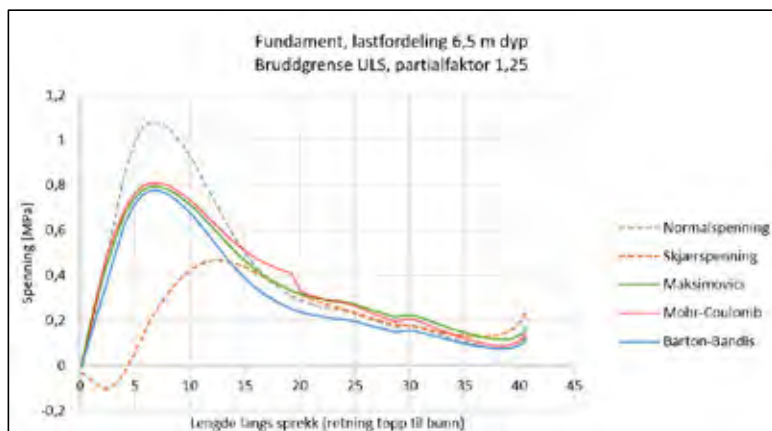
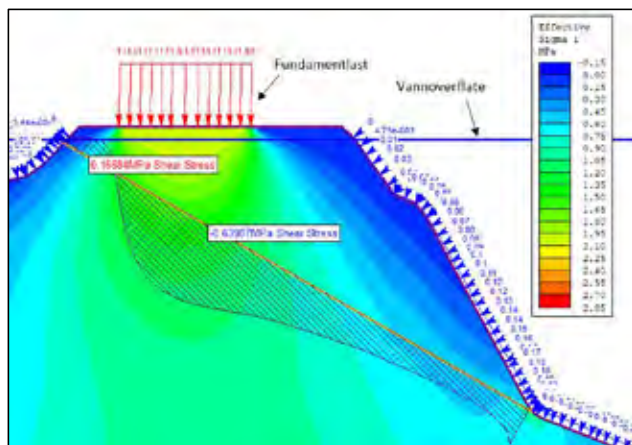
Figur 13: Metode for utregning av redusert fundamentlast som følge av lastfordeling.

Numerisk modellering

I den numeriske modelleringen er det brukt elastisk materiale og antatt én massiv blokk som kan gli på en gjennomgående sprekk med utgående der berget flater ut i skråningen (der bergmassen får fot). Sprekker med fallvinkler på 25° til 35° er undersøkt. Det er benyttet hydrostatisk vanntrykk fra kote 0 og nedover i sprekkene, noe som er naturlig med tanke på nærheten til sjøen. Det er også lagt inn vanntrykk fra sjøen, som gir en kraft som virker mot bergskråningene under vann.

Figur 14 viser utsnitt fra den numeriske modellen (lastkombinasjon 110 ULS Min Axial) med en sprekk med 30 grade helning og lastfordeling i akse 3. Utsnittet viser spenningsfordelingen i bergmassen (i øst-vest planet/modellplanet) og normalspenninger på sprekkelflata. I plottet nederst ses kurver med fordelingen av normalspenninger og skjærspenninger (dimensjonerende last) langs sprekken, samt skjærstyrke (dimensjonerende styrke) definert av de tre ulike bruddkriteriene som er benyttet.

Spenningskonsentrasjonen i bunnen av sprekken er å betrakte som en endeeffekt der planet kommer ut i skråningsfoten. Spenningene blir akkurat her urealistisk høye. Dette skyldes at modellen er elastisk, slik at bergmassen ikke kan gå i brudd og spenningsene dermed ikke kan omfordele seg.



Figur 14: Akse 3 (lastkombinasjon 110 ULS Min Axial). Utsnitt av modell for sprekk med 30 grader fall (øverst), plott av skjærspenning (drivende kraft), normalspenning, og styrkekriterier/stabiliserende spenning (nederst).

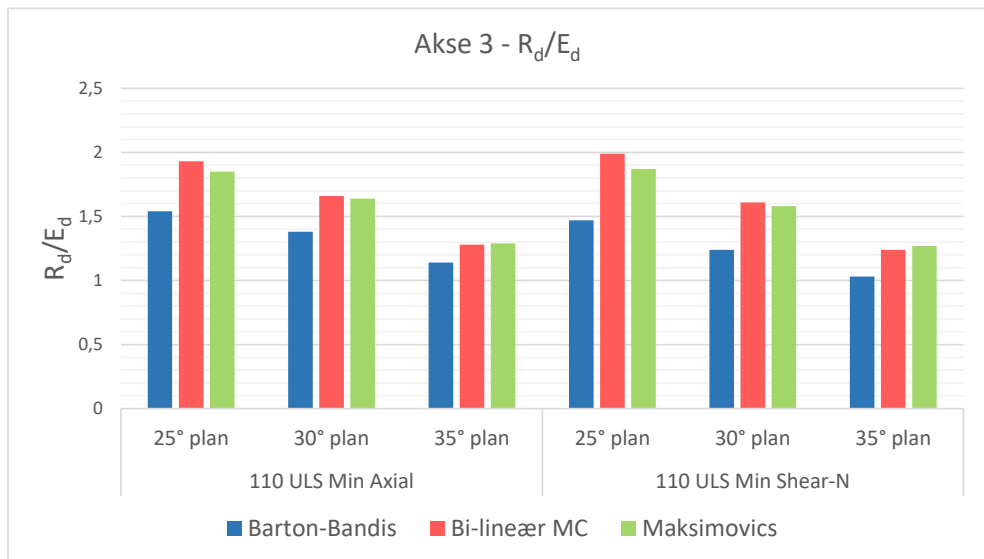
Vurdering av resultater

Den stabiliserende kraften fra de tre ulike styrkekriteriene beregnes ved å summere den stabiliserende spenningen i hvert punkt langs sprekkeplanet. For hvert modellerte tilfelle er det beregnet en R_d/E_d -faktor (dimensjonerende styrke/dimensjonerende last) etter Eurokode 7. Beregnede verdier er vist i tabell 2 og figur 15.

110 ULS Min Shear-N gir stort sett marginalt lavere R_d/E_d -faktor sammenlignet med 110 ULS Min Axial, men har til gjengjeld noe bedre lastfordeling langs sprekkeplan. For alle plan med 25°, 30° og 35° fall er det for alle tre bruddkriterier funnet at dimensjonerende styrke (R_d) delt på dimensjonerende last (E_d) er større enn 1 (= stabilt). Det kan ses at Barton-Bandis bruddkriterium gjennomgående har lavere R_d/E_d -faktor enn de to andre kriteriene.

Tabell 2: R_d/E_d -faktorer beregnet fra resultater fra elastisk modell. Gule felt indikerer tilfeller hvor skjærspenning overgår skjærstyrke i nedre deler av planet.

Bruddkriterium	110 ULS Min Axial			110 ULS Min Shear-N		
	R_d/E_d 25° plan	R_d/E_d 30° plan	R_d/E_d 35° plan	R_d/E_d 25° plan	R_d/E_d 30° plan	R_d/E_d 35° plan
Barton-Bandis	1,54	1,38	1,14	1,47	1,24	1,03
Bi-lineær MC	1,93	1,66	1,28	1,99	1,61	1,24
Maksimovics	1,85	1,64	1,29	1,87	1,58	1,27



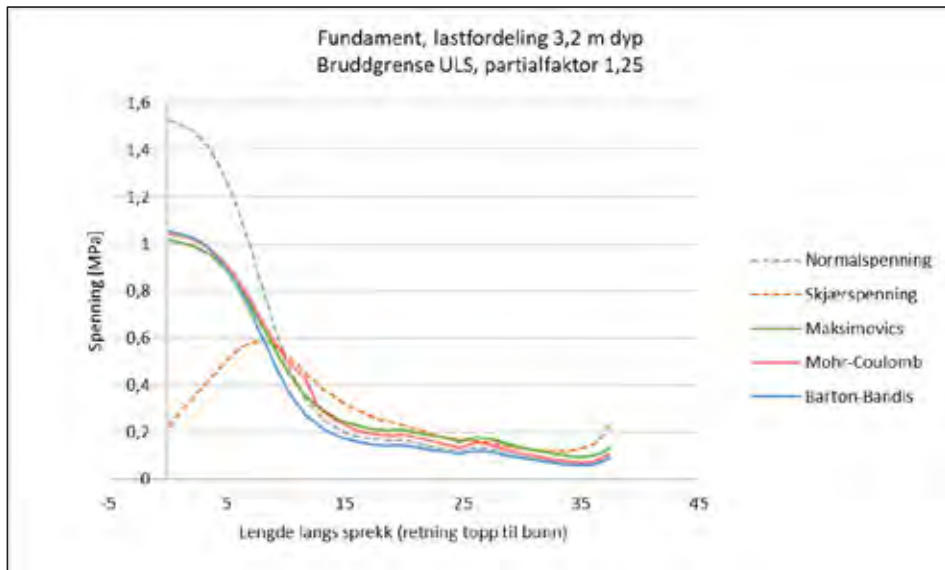
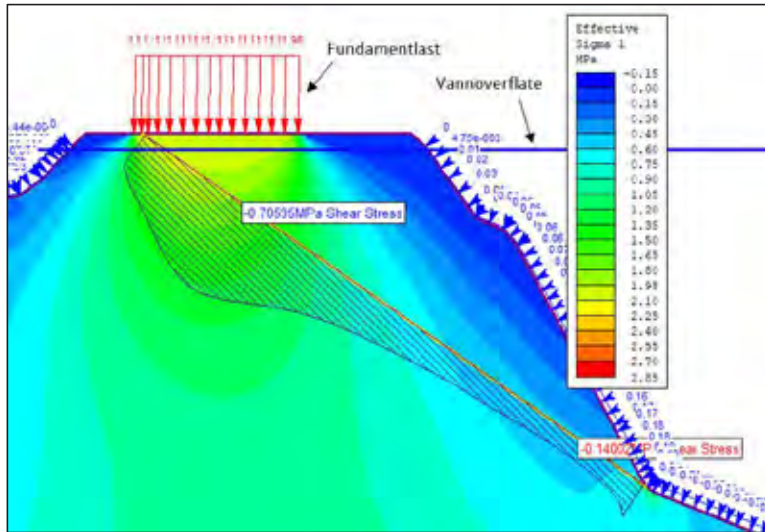
Figur 15: R_d/E_d -faktorer beregnet fra resultater fra elastisk modell.

På grunn av at fundamentlastene er store lokalt er det vurdert som viktig å verifisere at dimensjonerende styrke er større enn dimensjonerende last langs hele sprekkeplanet, spesielt langs nedre del av planet nærmest bergskråningen der normalspenningen er lav. Bergmassen har i realiteten steile sprekkesystemer (sprekkesett S2) og tilfeldige sprekker som kan bidra til å avløse deler av planet. Denne problemstillingen er ansett som viktig siden fundamentplasseringen ligger nær en bergskråning under vann, hvor man har begrenset kontroll på en eventuell bruddutvikling, og som over tid vil kunne virke stabilitetsforringende.

Det å modellere spenningsfordeling i en bergmasse bestående av flere sprekkesystem ved bruk av en elastisk modell, og uten å inkludere vertikale avløsende sprekker, er en grov

forenkling. I realiteten vil det kunne skje plastisk deformasjon/brudd (ikke reversibelt) langs sprekkeplan, som vil kunne endre spenningsfordelingen i bergmassen. Den enkle tilnærmingen som her er valgt er imidlertid vurdert til å gi en god indikasjon for sikkerheten mot bruddutvikling langs forskjellige deler av sprekkeplan.

Som det framgår i figur 14 påvirker den store lasten fra fundamentet hovedsakelig øvre del av sprekkeplanet. Dette gir svært høye normalspenninger og dermed høy skjærstyrke i øvre del. Ved omtrent 8-15 meter nedover langs sprekkeplanet avtar normalkreftene betraktelig og på sprekkeplan med 35 grader fall, overgår skjærspenningen skjærstyrken videre nedover til skråningsfoten, se figur 16. I tabell 2 er disse tilfellene merket med gult.



Figur 16: Akse 3 (lastkombinasjon 110 ULS Min Axial). Utsnitt av modell for sprekke med 35 grader fall (øverst), plott av skjærspenning (drivende kraft), normalspenning, og styrkekriterier/stabiliserende spenning (nederst).

KONKLUSJON

Plan utglidning er vurdert som den eneste realistiske mekanismen med tanke på totalstabiliteten av bergmassen under fundamentene. Ved bruk av numeriske analyser og likevektsberegninger er det vurdert at eventuelle gjennomgående sprekker med fall opp til 30° vil være stabile. For plan med 35° helning eller mer viser den numeriske analysen at skjærspenningen i nedre deler av glideplanet er større enn skjærstyrken. Siden vurdert blokk kun er en forenkling av den faktiske situasjonen anses det som mulig at bruddutvikling kan begynne i nedre del av glideplanet ved tilstedeværelse av steile avløsende sprekker.

Plan så bratte som 35 grader er ikke påvist i fundamentflata etter utsprenkning, og det vurdert at det ikke nødvendig å installere bergsikringstiltak, hverken med tanke på utglidning eller progressiv bruddutvikling under vann. For å ha kontroll på at situasjonen er stabil installeres et multipunkt ekstensometer samt flere fastpunkter på bergoverflata som måles inn jevnlig. I tillegg er det anbefalt å måle inn bergskråningen under vann med akustisk sonar, med ny innmåling ved ferdigstilling og igjen 1 år etter det er satt trafikk på brua.

Det påpekes at en diskontinuerlig modell (eks. UDEC) kunne blitt brukt til de numeriske analysene. En slik modell ville vært avhengig av flere og mer detaljerte inndata for alle sprekkesettene for å kunne gi et realistisk bilde av situasjonen. På grunn av begrenset mengde med informasjon om grunnforholdene og de andre sprekkesettene enn S1 (retningen til kjerneborhullene er boret med tanke på kartlegging av S1), ble det vurdert at en kontinuerlig modell ville kunne angi sikkerheten mot glidning uten større usikkerhet enn en diskontinuerlig modell.

KILDER

- Barton, N. & Bandis, S. (1990) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In Barton, & Stephansson (red.), *Rock Joints*. Rotterdam: Balkema.
- Maksimovic, M. (1996) The shear strength components of a rough rock joint. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics* 33(8), pp. 769-783.
- Norconsult AS (2019) *E39 Kristiansand vest- Mandal øst, Ingeniørgeologisk prosjekteringsrapport for Trysfjordbrua*.
- RocScience (2011) Phase 2. Excavation & Support Design Software.
<https://www.rocscience.com/documents/pdfs/uploads/8481.pdf>
- Standard Norge (2016) *NS-EN 1997-1:2004+NA:2016 (Eurokode 7), Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler*.
- Wyllie, D. C. (1999) *Foundations on Rock, 2nd ed.* E & FN Spon.

Digital Rock Mass Mapping: The use of 3D block models from UAV imagery in rock slope stability assessment. Examples from the E-18 Rugtvedt-Dørdal road construction.**Digital bergmassekartlegging: bruk av 3D modeller fra dronebilder i bergskjæringsstabilitetsvurdering. Eksempler fra E-18 Rugtvedt-Dørdal vei.***Nana Yaw Agyei-Dwarko & Vidar Kveldsvik, NGI***SUMMARY**

This study presents the use of imagery from Unmanned Aerial Vehicle (UAV) as a primary means of structural geological data collection, complimented by traditional methods to assess the stability of high rock slopes along the Rugtvedt-Dørdal section of the E-18 highway under construction in Norway. The road has about 10km of road cuts which are between 10 and 35m high, making traditional mapping methods tedious.

High resolution images taken by UAV were used to construct 3D geological models of the rock masses using the Agisoft Metashape software from which structural data such as dip, dip direction, joint roughness, joint spacing, etc. were extracted by use of the PointStudio® software by Maptek. The extracted parameters were found to be consistent with data collected by traditional mapping methods. The digital data was supplemented with field data on groundwater conditions, weathering and rock strength and served as the basis for detailed stability analysis of rock slopes along the road using the Rocscience software suite. This workflow is found to be efficient, reliable, and allowed for the collection of data over large areas in a rapid manner. This methodology as an excellent supplement to traditional field mapping methods in areas of steep and high slopes with low access.

SAMMENDRAG

Denne studien presenterer bruk av 3D modeller fra dronebilder som et primært middel til strukturgeologisk datainnsamling, supplert med tradisjonelle metoder for å vurdere stabilitet av høye bergskjæringer langs seksjonen Rugtvedt-Dørdal av E-18 motorveien under bygging i Norge. Veien har omtrent 10 km bergskjæringer som er mellom 10 og 35 meter høye, noe som gjør tradisjonelle kartleggingsmetoder tidkrevende.

Bilder med høy oppløsning tatt av drone ble brukt til å lage 3D-geologiske modeller av bergmassene ved bruk av Agisoft Metashape-programvare hvorfra strukturgeologiske data som fall, fallretning, sprekkeavstand osv. ble kartlagt ved bruk av PointStudio®-programvaren. De kartlagte parametrene ble funnet å stemme overens med data samlet inn ved tradisjonelle kartleggingsmetoder. De digitale dataene ble supplert med feltdata om grunnvannsforhold, forvitring og bergstyrke og tjente som grunnlag for detaljert stabilitetsanalyse av bergskjæringer langs veien ved bruk av programvarepakken Rocscience. Denne arbeidsmetoden er funnet å være

effektiv, pålitelig og tillater innsamling av data over store områder på en rask måte. Den er et utmerket supplement til tradisjonelle feltkartleggingsmetoder i områder med bratte og høye skråninger med vanskelig og tidkrevende adkomstforhold.

1.0 INTRODUCTION

The stability analysis of rock slopes relies on the accurate collection of structural geological and geomechanical data as rock slope stability is often structurally controlled. This is usually done by traditional mapping methods on outcrops and slopes. In large projects and in areas of rugged and high topography with limited access, this task is often time-consuming and sometimes completely impractical. In recent years, several attempts and advances have been made in the use of photogrammetry as a tool in the collection of such data at various scales. In this study, we present the systematic collection of structural data from 3D models derived from high resolution drone imagery compared with data from traditional methods to test the viability of this method on an active construction project and to form the basis of further stability assessments.

1.1 *The project site*

The Rugtvedt-Dørdal section (16km) of the E-18 road is in the Bamble municipality of Telemark county in southern Norway. It lies entirely within the within the Proterozoic Bamble Sector, a Precambrian high-grade metamorphic gneissic terrane (Fig 1; Andersen, 2005; Nijland *et al.*, 2014) which has an overall northeast-southwest trending structural style with multiple isoclinal folding (Starmer, 1996). The topography is undulating with elevations ranging between 54 and 280 m.a.s.l. Despite this relatively low elevation, the area is very rugged with steep and deep glacier-incised valleys and a moderate forest cover. Most rock slopes along the road have heights of between 10 and 45m.

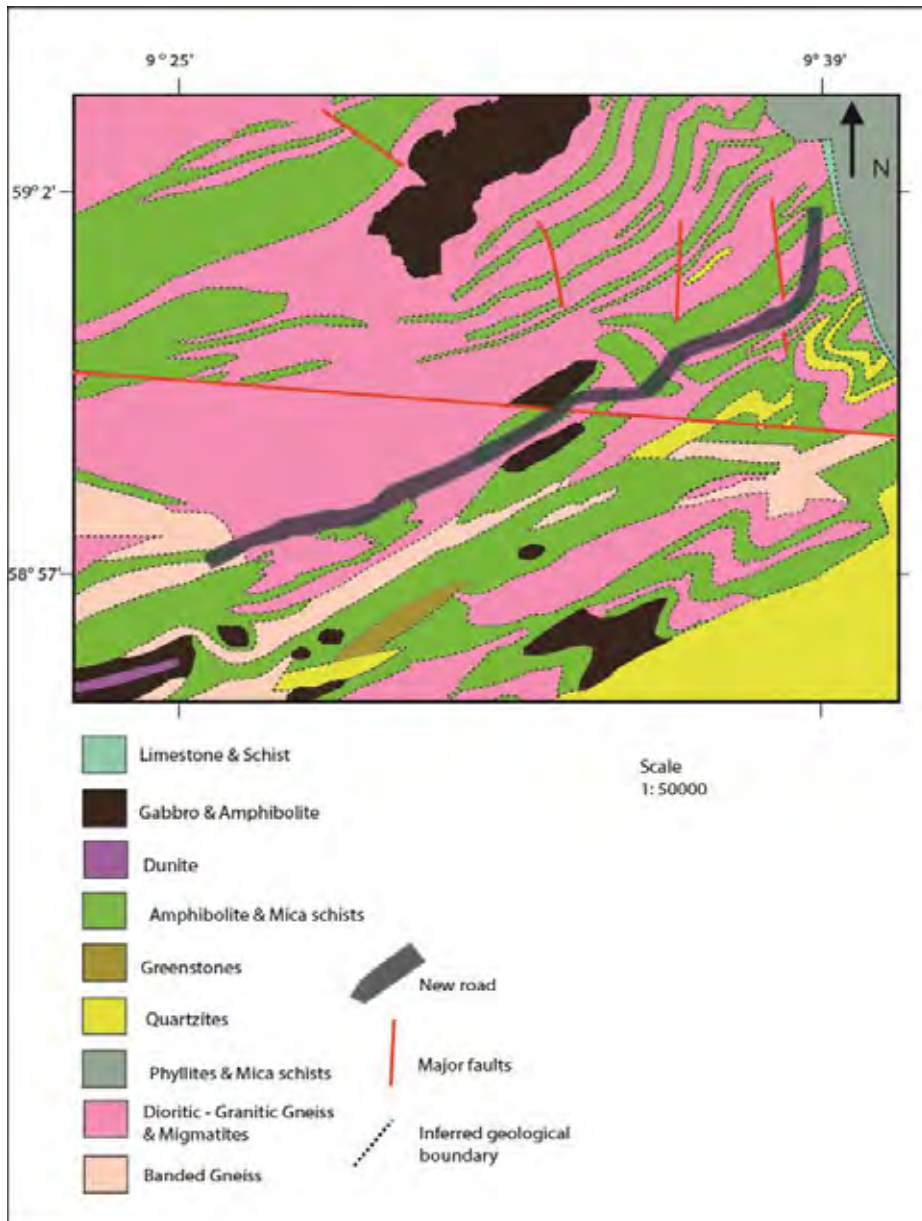


Fig 1 A simplified geologic map of the study area showing the main lithologies. The approximate location of the road is also shown on the map.

2.0 METHODOLOGY

2.1 *Traditional mapping*

The “traditional” engineering geological study was made utilizing the walk over method with field descriptions on the material properties of the rock masses and discontinuity data according to International Society for Rock Mechanics, ISRM (1978). Where necessary, the rock mass in a rock cut was divided into different geotechnical domains according to lithology, degree of weathering and/or discontinuity sets, and described accordingly. Based on the field mapping, the following parameters were determined: discontinuity orientations, persistence, spacing, aperture. Groundwater assessments were conducted by visual inspection. Volumetric joint count, RQD, JRC were determined by methods described by Palmström (1982) and Barton & Choubey, (1977). Uniaxial compressive strength and joint compressive strengths were determined by use of a Schmidt hammer as proposed by Deere & Miller (1966). These parameters and orientations from the original/planned slope designs to derive rock mass ratings (RMR) and slope mass ratings (SMR) according to Bieniawski (1973) and Romana (1985) respectively. The SMR classification formed the basis of a preliminary slope stability assessment prior to detailed stability analysis.

2.1.1 *Slope Mass Rating (SMR), Romana (1985)*

This classification system was developed by Romana (1985) and is based on Bieniawski's (1973) Rock Mass Rating (RMR) system. The parameters used in the RMR system are:

- (i) Strength of intact rock;
- (ii) RQD (measured or estimated);
- (iii) Spacing of discontinuities;
- (iv) Condition of discontinuities;
- (v) Water inflow through discontinuities,
- (vi) Orientation of discontinuities.

Each of these six parameters is assigned a value corresponding to the characteristics of the rock as determined from field observations and measurements.

The sum of the six parameters is the RMR value and ranges from 0 to 100. The scheme groups rock masses into five classes from "very poor" to "very good". The detailed classification parameters for the RMR classification are presented in Fig 2.15.

A rating adjustment for parameter (v), "orientation of discontinuities" is given for slopes as follows: very favourable (0), favourable (-5), fair (-25), unfavourable (-50), very unfavourable (-60).

However, no robust guidelines exist for the definition of these classes (i.e. very favourable – very unfavourable). According to Romana (1985), a mistake in the value of the rating adjustment for this parameter for slopes would greatly supersede the careful and precise evaluation of the rock mass and would likely result in an inaccurate overall rating for the slope. The Slope Mass Rating (SMR) classification system is an attempt to eliminate the difficulty and arbitrariness of RMR as applied to rock slopes.

The SMR classification adds a factorial adjustment factor to the RMR number, which is dependent on the relative orientation of joints and the slope face, and another factor relating to the excavation method (Romana, 1985).

The SMR is given as:

$$\text{SMR} = \text{RMR} + (F1 \times F2 \times F3) + F4$$

1. $F1$ depends on the parallelism between the joints and slope face strike. It ranges from 1 (when both are near parallel) to 0.15 (when the angle between them is more than 30 degrees and the failure probability is very low). It is estimated by:

$$F1 = (1 - \sin A)^2$$

Where, A is the angle between the strike of the slope face and the joint.

2. $F2$ is related to dip angle of the joint in the planar mode of failure and is a measure of the joint shear strength. Its value varies from 1 (for joints dipping more than 45 degrees) to 0.15 (for joints dipping less than 20 degrees). It is estimated by:

$$F2 = \tan^2(B)$$

Where, B is the joint dip angle. For toppling failure, $F2 = 1.00$

3. $F3$ reflects the relationship between the dip of the slope face and the joint dip. This based on the Bieniawski (1976) adjustment ratings based on the dips of the joints (β_j) and slope face (β_s) as shown in Table 1:

Table 1 Adjustment factor, $F3$ for relationship between dip of joints and dip slope face

Planar Failure $C = \beta_j - \beta_s =$	$>10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< (-10^\circ)$
Toppling $C = \beta_j + \beta_s =$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	-	-
F_3 value	0	-6	-25	-50	-60

4. $F4$ is a factor for the method of excavation and its adjustment factor has been fixed empirically as follows: natural slope (+15), presplitting (+10), smooth blasting (+8), blasting or mechanical (0) and deficient blasting (-8).

Based on these adjustments, the SMR number ranges from 0 to 100 and is used to classify rock slopes into five classes according to their stability, predict likely failure modes and to make recommendations for support as shown in Tables 2 and 3.

Table 2 Description of SMR classes (Romana, 1985).

SMR No	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
CLASS No	V	IV	III	II	I
DESCRIPTION	VERY BAD	BAD	FAIR	GOOD	VERY GOOD
STABILITY	Completely Unstable	Unstable	Partially Stable	Stable	Completely Stable
FAILURES	Big Planar or soil-like	Planar or Big wedges	Some joints or many wedges	Some blocks	None
PROBABILITY OF FAILURE	0.9	0.6	0.4	0.2	0

Table 3 Slope support recommendations based on SMR (Romana, 1985)

SMR	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Re-excavation		Re-excavation Walls									
Drainage		Surface drainage Deep drainage									
Concrete		Shotcrete Dental Concrete Ribs and/or beams Toe walls									
Reinforcement		Bolts Anchors									
Protection		Toe ditch Toe/slope fences Nets									
No support									Scaling None		

So far, no natural slopes have been reported with SMR values lower than 10. Slopes with SMR values below 20 fail very quickly and support measures are generally not required for slopes with SMR values between 75 and 100 (Romana et al., 2003).

2.1.2 Example field mapping and slope classification

Descriptions and “traditional” mapping of the Sprangfoss slope (profile number 15330-16360) are presented below to illustrate the field methodology used.

2.1.2.1 Sprangfoss Slope: field descriptions and measurements



Fig 2 A portion of 15330-16360R showing surface of pervious planar slide along the foliation surface in the top right corner.

Strong, light grey, medium-coarse grained, strongly foliated gneiss with garnet porphyroblasts intruded by amphibolites and pegmatites. GRANITIC GNEISS. Pegmatite is strong, white-cream, very coarse grained, slightly weathered showing boudinage structures and ptymatically folded in places. Amphibolitic and banded gneisses also occur throughout the rock mass. Contacts are gradational, diffuse and difficult to locate due to deformation. J1 (foliation): 30-67° dip / 095-182° dip direction (mean: 45°/144°), medium spaced (mean 0.5m), high persistence terminating outside outcrop, planar rough, open, weathered rock and soil as infill, heavy groundwater flow on several surfaces. J2: 75-86° dip / 245-310° dip direction (mean: 81°/270), medium spaced (mean 0.7m), high persistence terminating against other discontinuity, planar smooth, tight, no infilling, with some damp surfaces. J3: 07-20° dip / 036-050° dip direction (mean: 14°/044), medium spacing (mean 1m), medium persistence terminating against other discontinuities, planar rough, tight, quartz infilling, slightly to moderately weathered with Fe staining. J4: 70-88° dip / 348-028° dip

direction (mean: 80/350), very widely spaced (mean 6m) with very high persistence terminating outside outcrop, planar rough, open aperture with fresh to slightly weathered amphibolite intrusion serving as infill. The rock mass ratings for the various geotechnical domains in the slope are presented in Table 4.

Table 4 RMR Bieniawski (1973) classification of Sprangfoss slope.

RMR Parameters: Value (Rating)	15330-16700R Domain 1	15330-16700R Domain 2
UCS (MPa)	110 (12)	100 (12)
RQD	100% (20)	100% (20)
Spacing of Discontinuities, 1/Jv (mm)	217mm (10)	217mm (10)
Condition of Discontinuities		
Persistence (m)	10- 20m (1)	10- 20m (1)
Separation (aperture) (mm)	Tight - 3mm (1)	Tight - 5mm (1)
Roughness	Very rough (6)	Rough (5)
Infilling	Hard – soft material, (4) – (0)	Hard infill (4)
Weathering	Moderate (3)	Slight (5)
Groundwater	Dripping (4)	Flowing (0)
RMR _{basic}	57 - 61	58
Class	Fair - Good, III - II	Fair - III

2.1.2.2 Slope classification (SMR; Romana (1985)) of Sprangfoss slope

Domain 1: Slope dip (β_s) = 74°, Slope dip direction = 150°, Slope strike (α_s) = 060°

F1

$$\begin{aligned}
 |\alpha_{J1} - \alpha_s| &= |054 - 060| = 6^\circ \rightarrow F1 = (1 - \sin 6) = 0.80 \\
 |\alpha_{J2} - \alpha_s| &= |176 - 060| = 116^\circ. \text{ As } 116^\circ > 30^\circ, \rightarrow F1 = 0.15 \\
 |\alpha_{J3} - \alpha_s| &= |314 - 060| = 254^\circ. \text{ As } 254^\circ > 30^\circ, \rightarrow F1 = 0.15 \\
 |\alpha_{J4} - \alpha_s| &= |260 - 060| = 200^\circ. \text{ As } 200^\circ > 30^\circ, \rightarrow F1 = 0.15
 \end{aligned}$$

Assuming a worst-case scenario, $F1 = 0.80$

F2

As $\beta_{J1}, \beta_{J2}, \text{ and } \beta_{J4} \geq 45^\circ, \rightarrow F2 = 1.00$

As $\beta_{J3} < 15 \rightarrow F2 = 0.15$

Assuming a worst-case scenario, $F1 = 1$

F3

$$\beta_{J1} - \beta_s = 44 - 74 = -30 \rightarrow F3 = -60$$

$$\beta_{J2} - \beta_s = 81 - 74 = 7 \rightarrow F3 = -6$$

$$\beta_{J3} - \beta_s = 14 - 74 = -60 \rightarrow F3 = -60$$

$$\beta_{J4} - \beta_s = 80 - 74 = 6 \rightarrow F3 = -6$$

$$\beta_{J1} + \beta_s = 44 + 74 = 118 \rightarrow F3 = -6$$

$$\beta_{J2} + \beta_s = 81 + 74 = 155 \rightarrow F3 = -25$$

$$\beta_{J3} + \beta_s = 14 + 74 = 88 \rightarrow F3 = 0$$

$$\beta_{J4} + \beta_s = 80 + 74 = 154 \rightarrow F3 = -25$$

Assuming worst case scenario, $F3 = -60$

F4

$F4 = 0$ (Excavation method is blasting)

$$SMR = RMR_b + (F1 \times F2 \times F3) + F4 = 57 + (0.80 \times 1.00 \times -60) + 0 = 10$$

$$SMR = RMR_b + (F1 \times F2 \times F3) + F4 = 61 + (0.80 \times 1.00 \times -60) + 0 = 14$$

$SMR = 9 - 13$ (Class V, very bad slope, completely unstable)

Domain 2

Mean discontinuity orientations remain unchanged from Domain 1.

$$F1 = 0.80, F2 = 1.00, F3 = -50 \text{ and } F4 = 0$$

$$SMR = RMR_b + (F1 \times F2 \times F3) + F4 = 58 + (0.80 \times 1.00 \times -60) + 0 = 10$$

$SMR = 10$ (Class V, very bad slope, completely unstable)

The classification of the slope as a completely unstable slope (Class V) requiring re-excavation is in agreement with the originally planned (much steeper) slope orientations than was excavated in practice as shown in Fig 2.

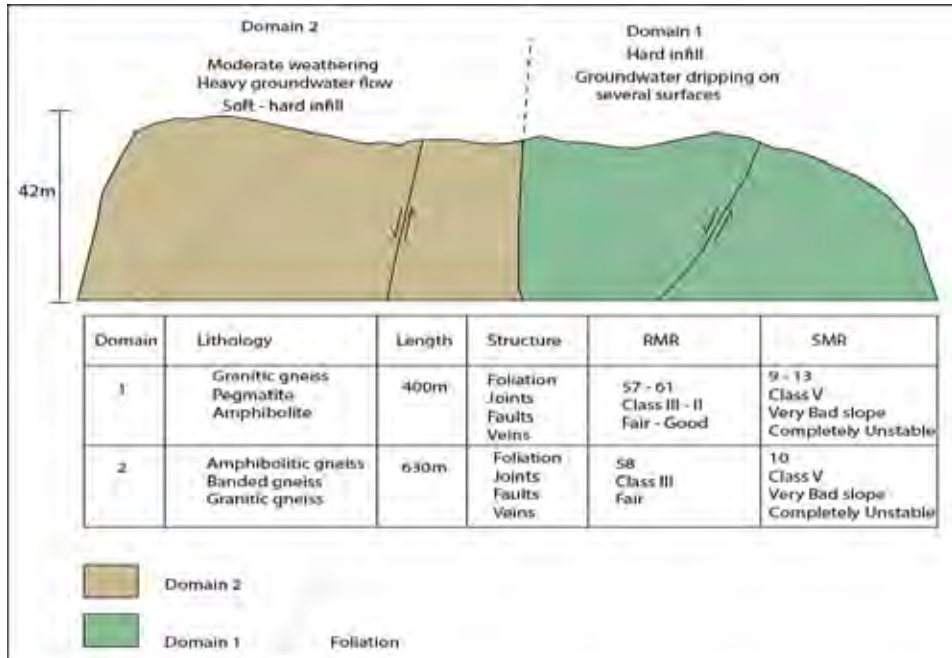


Fig 3 Simplified engineering section of slope 15330-16360R.

2.2 Digital Mapping

2.2.1 UAV data acquisition

The data was acquired using a Phantom 4 Pro fixed-wing drone (Fig 4) made by DJI technologies. It is equipped with a camera with sensor specifications; 1" CMOS Effective pixels: 20M and produces image dimensions 5472 x 3078 pixels (16:9 aspect ratio). Some other technical and operational characteristics of the system are presented in Table 5.



Fig 4 The Phantom 4 Pro fixed-wing drone used in the image acquisition.

Table 5 Some technical and operational specifications of the DJI phantom 4 pro drone.

Technical specifications		Operational specifications	
Total weight	1388g	Max. flight time	30 mins
Diagonal size (without propellers)	35 cm	Maximum flight velocity	50 – 72 km/h
Battery	15.2 V, 5870 mAh	Radio-link range	7 km
Propulsion	Electric, 160W brushless motor	Field of view	Forward: 60°(Horizontal), ±27°(Vertical) Backward: 60°(Horizontal), ±27°(Vertical) Downward: 70° (Front and Rear), 50° (Left and Right)

The flights were conducted with a photogrammetric overlap of 80% and 50% in the lateral and longitudinal directions respectively. During image acquisition, the UAV was situated at a minimum distance of 15m from the slope face. The surveyed slopes had nominal dimension ranging from 100 m × 20 m to 1370 m × 30m. A total of 13 separate slopes were imaged with a combined length of ca. 4.8 km, but only results from 6 slopes are presented in this summary paper.

Ground control points (GCP)

A Global Navigation Satellite Systems (GNSS) programme was incorporated into the image acquisition to define the coordinates of ground control points. The GCPs were positioned at selected points at the toes and crests (where accessible) of the slopes and were imaged together with the slopes for georeferencing of the models (e.g. Fig 5).



Fig 5. An example of a ground control point at the toe of a slope (profile 15300).

2.2.2 Model generation (Agisoft Metashape)

3D models were generated from the acquired images using a structure-from-motion (SFM) approach (Turner et al., 2012; Westoby et al., 2012).

Agisoft Metashape is an advanced image-based 3D modelling software package developed by the Agisoft company, Russia. It uses the 3D reconstruction technology from multiple views to process still images into 3D content. It can process a series of images to produce a high quality Digital Orthophoto Map (DOM) and Digital Elevation Model (DEM) from which a 3D model can then be built (Agisoft, 2019).

The key steps of the workflow in the generation of the 3D models are presented below:

- *Image loading and pre-processing:* The selected images to be processed are loaded into the programme and any unnecessary images removed. In this study, the images were acquired in a DNG format.
- *Image alignment and point cloud generation:* Metashape searches for common points on the loaded images and matches them using the "Scale-invariant feature transform" (SIFT) operator, as well as finding the camera position and orientation for each image and refines camera calibration parameters. This results in the generation of a sparse point cloud (Aicardi et al., 2014; Agisoft, 2019). This sparse point cloud only represents the results of image alignment and is not directly used in further processing, but the camera positions are used for further processing (Agisoft, 2019).
- *Model georeferencing:* The model is georeferenced in a chosen reference system. In this study, this was done by GCPs acquired by the UAV during the flight. The GCP co-ordinates are imported into the programme and markers are manually placed. GCP location and error estimates are produced for the coordinates of the model as follows:
 - XY error (m) - root mean square (RMS) error for X and Y coordinates for a GCP location
 - Z error (m) - error for Z coordinate for a GCP location
 - Total error (m) - root mean square (RMS) error for X, Y, Z coordinates for a GCP
 - Projections - number of projections for a GCP location over all the images.
 - Total error (pixel) – the distance between source and estimated locations for all markers
 - Total error (pixel) – implies averaging over all the GCP locations

Values of Total Error (pixel) error ≤ 1 are considered acceptable (Agisoft, 2019), whereas bigger pixel values for this error indicate that either the marker projection is incorrect on one or more photos, or some of the images the marker projection is present on are incorrectly aligned. The GCPs with RMS error greater than 1 are not used in the models.

- *Dense point cloud generation:* This is generated by calculating depth information for each camera positions (determined in the second step) to be combined into a single dense point cloud. The dense point cloud may be edited prior to further processing.

2.2.3 Extraction of data from 3D models (PointStudio Geotechnical Module by Maptek)

The dense point clouds produced in Agisoft were directly imported into PointStudio and a complex 3D surface (mesh) was generated directly. The complex 3D surface generated from the dense point cloud in PointStudio allows orientation data to be collected from the model. The workflow for generating the complex 3D surface is as follows:

- *Import:* The previously generated dense point cloud produced in Agisoft is exported from the programme and imported into PointStudio
- *Set Minimum separation:* This function is used to filter the points in the dense point cloud to give a more even distribution and possibly reduce the number of points for very large dense

clouds. As the point density decreases with increasing distance from the camera, this option reduces the number of points close to the camera whilst retaining points further away. The resulting data reduction can have a significant impact on the number of points in an object and the processing time for the modelling. For this work, a minimum separation distance of 3cm was used.

- *Create complex 3D surface:* This tool creates a surface based on points within proximity of each other, regardless of orientation and allows the detection of small indents, overhangs that may be missed by other surfacing methods. The key parameter at this stage is the selection of the "feature size". The feature size here refers to the size of the area per discrete triangulation used in creating the surface. If the feature size is too small and the procedure cannot find neighbouring points close enough to connect to, holes occur in the model. Larger feature sizes produce less holes but also result in less detail and may not represent the true shape of the slope. The procedure produces facets of triangulations on original points to create the 3D surface.

The PointStudio software was then used to extract the following discontinuity information from the 3D models: orientation (dip direction /dip), persistence, spacing, aperture, waviness (roughness), as well as volume calculations. The workflow and functions used are presented below:

- *Smart query (dip direction/dip, strike/dip):* User selection of visible discontinuity surfaces. Several visible surfaces are chosen, and their orientations generated (Fig. 6).

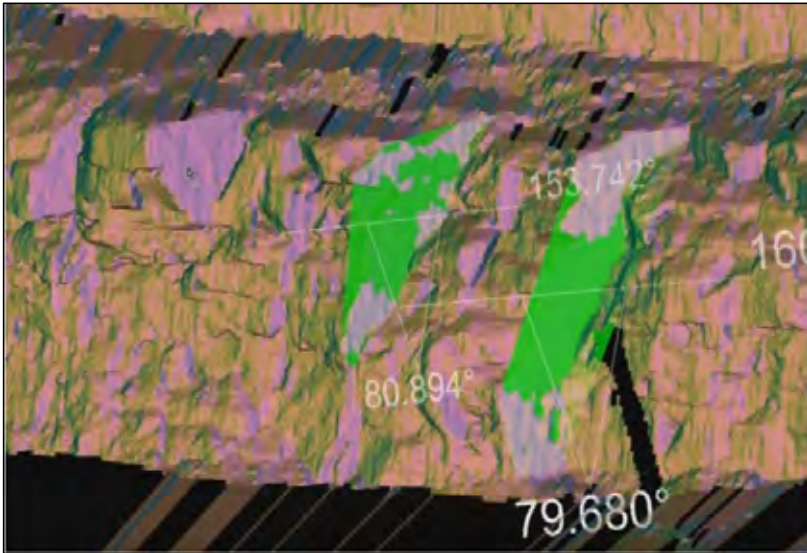


Fig 6. Strike and dip displayed for a user-defined surface (green area).

- *Merge discontinuities:* The specified parameters used at this stage are user defined and set at 0.1m separation and 5° angular difference. This merges discontinuities that are very similar (within the defined parameters) such that they are (almost) on top of each other and are better represented by a single discontinuity. This serves to reduce overlap and avoids

bias when the data is plotted on a stereonet where overlapping, similar discontinuities may incorrectly increase the concentration of data points.

- *Extract discontinuities*: After a plane (discontinuity) of interest is identified, this function identifies all similar planes (discontinuities) within user defined parameters as follows:
 - angle threshold = angles between which other planes will be considered similar to the original selected plane = 15°
 - minimum area to define similar planes = 1.2 m^2
 - maximum area to define similar planes = 50 m^2 .
- *Query (strike/dip of line)*: Where a discontinuity surface is not clearly visible, this function is used to obtain orientation data by selecting at least 3 points along a line intersecting the slope. The precision of the result increases with increasing number of points chosen.
- *Discontinuity spacing*: This function provides the spacing between adjacent discontinuities for each discontinuity set as well as an average value for the entire set.
- *Query (waviness)*: This feature allows the examination and quantification of the roughness of a surface.
 - Subdivision size – determines an appropriate size to divide the area into suitable cells for analysis. The smaller the size, the more sensitive the analysis (set to 1m)
 - Super sample count - a method to further refine analyses over the area. Extra subdivision cells are offset between the initial patches providing extra data.
 - Grid centre and Grid direction point - identifies the direction of slip and are generally auto-populated for a standard planar sliding case (for a wedge sliding scenario, the line can be manipulated to coincide with the wedge centre line - representing the direction of probable slip for a wedge block).
 - Minimum points - specifies the minimum number of points required to make the individual plane in the cell (set to 5).
 - Minimum area - specifies the minimum percentage of area required to make the individual (discontinuity) plane in the cell (set to 60%).

The resulting analysis produces a report which includes the area under investigation and a cross-section with the maximum amplitude for each cell analysed (see Fig 7A). The average maximum asperity amplitude over the analysed profiles can be calculated (see Fig 7B), and based on the surface length, the JRC can be estimated using the chart of Barton and Bandis (1982) (shown in Fig 8).

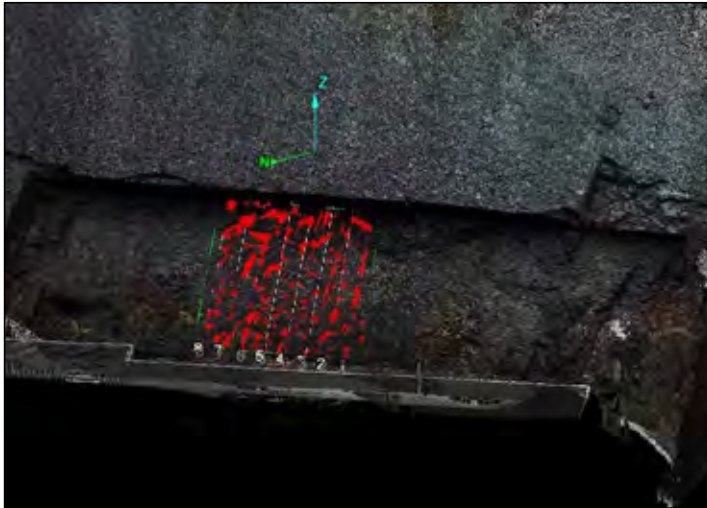


Fig 7A. An example of an area of a rock surface selected for a waviness query. In this example, eight profiles spaced 1m are analysed to determine the maximum asperity amplitude per profile.

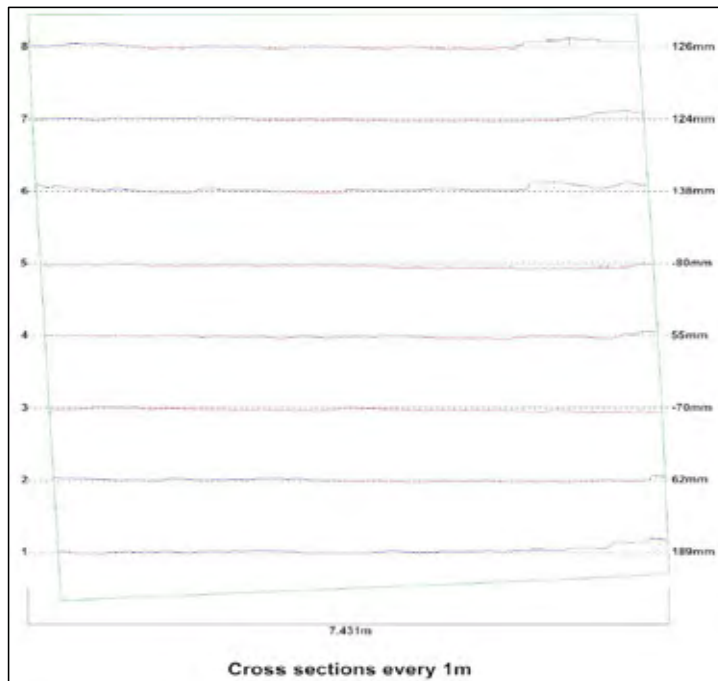


Fig 7B. Resultant asperity amplitudes from Waviness Query from Fig 7A.

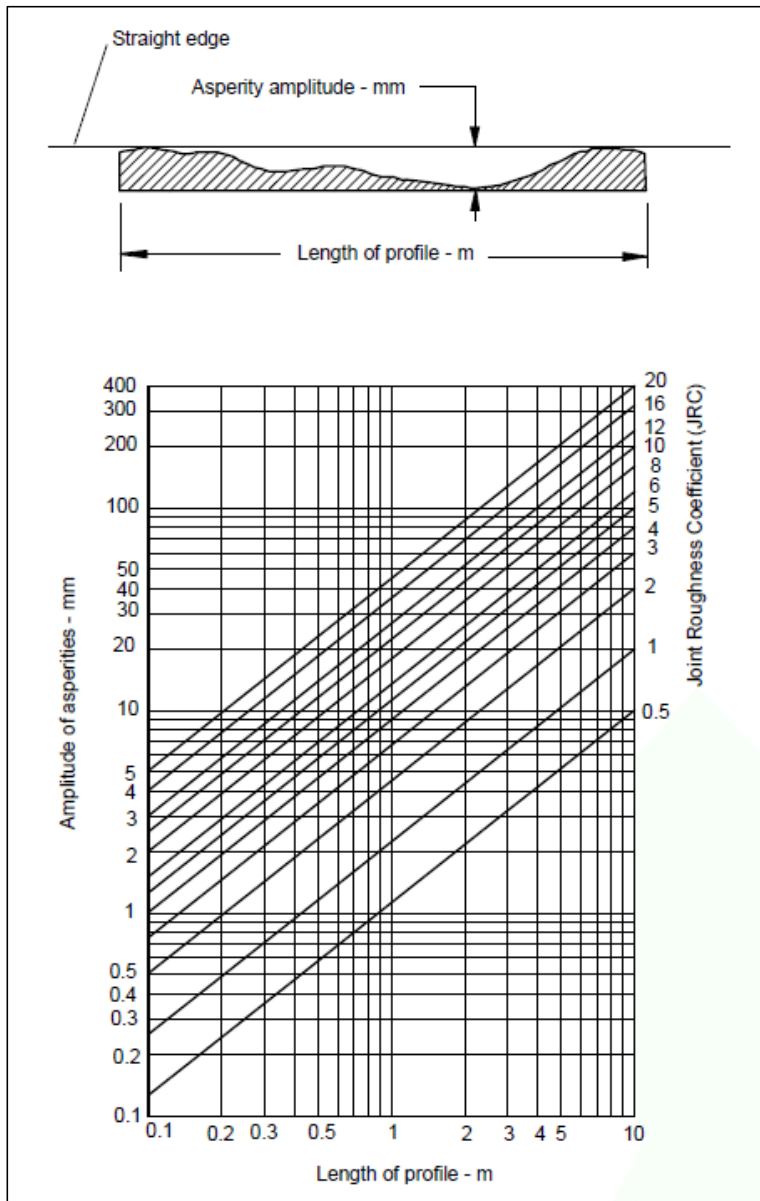


Fig 8. Estimating JRC from profile length and asperity amplitude according to Barton and Bandis (1982).

To check the similarity between the two data sets (traditional mapping methods and digital mapping), two comparisons were made; a direct comparison of measurements on specific surfaces and/or linear structures, and a comparison of the average values which considers the entire data sets for the field and model measurements. In each slope between six and ten specific surfaces and/or linear structures were selected for this purpose.

3.0 RESULTS & DISCUSSION

3.1 3D models

A summary of the discontinuity orientations and spacings from the various discontinuity sets as determined from the digital mapping are presented in Table 6 below. Also shown are the results from the field mapping expedition for easy comparison.

Table 6 Mean orientations of discontinuity sets from field mapping and digital mapping

Slope profile no. (Discontinuity set)	Mean (Field, FM) Dip/dip direction		Mean (Digital, DM) Dip/ dip direction		Difference Dip/ dip direction		Spacing (FM) (m)	Spacing (DM) (m)	Difference
2080-2370R* (J1)	72	114	64	118	8	4	0.45	0.36	0.09
2080-2370R (J2)	72	226	73	235	1	9	1.50	2.78	1.28
2080-2370R (J3)	60	349	67	017	7	28	0.92	1.93	1.01
2450-2550L* (J1)	69	107	73	122	4	15	0.55	0.27	0.28
2450-2550L (J2)	62	239	76	228	14	9	0.70	0.92	0.22
2450-2550L (J3)	66	352	63	358	3	6	0.40	0.58	0.18
2450-2550L (J4)	29	250	56	256	27	6	1.40	1.63	0.23
2590-2710L(J1)	70	108	71	114	1	6	0.50	0.44	0.14
2590-2710L(J2)	70	199	79	199	9	0	1.2	1.36	0.14
2590-2710L(J3)	73	000	74	000	1	0	1.65	2.07	0.42
4850-5280L(J1)	73	183	76	174	3	9	0.60	0.30	0.30
4850-5280L(J2)	73	262	76	261	3	1	1.0	1.29	0.29
4850-5280L(J3)	55	330	17	337	38	7	0.43	0.14	0.29
4850-5280L(J4)	48	038	46	012	2	26	0.80	0.59	0.21
4850-5280R(J1)	71	168	70	172	1	4	0.70	0.67	0.03
4850-5280R(J2)	77	254	78	227	1	27	2.00	2.24	0.24
4850-5280R(J3)	25	058	20	064	5	6	0.38	0.22	0.16
15330-16360R (J1)	45	144	42	152	3	8	0.50	0.30	0.20
15330-16360R (J2)	81	270	78	280	3	10	0.70	1.27	0.57
15330-16360R (J3)	14	044	07	345	7	59	1.00	1.42	0.42
15330-16360R (J4)	80	350	74	353	6	3	6.00	4	2

*Right hand side and left hand side of the road.

Examples of the 3D models and the orientations of digitally mapped discontinuities are shown in figures 9 and 10.



Fig 9 A. 3D model (complex 3D surface produced in PointStudio from dense point cloud) of slope profile 2450-2550L.

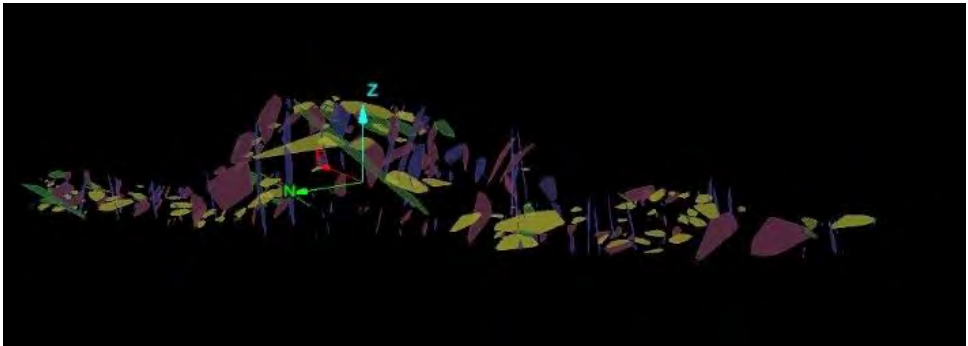


Fig 9 B. Digitally mapped discontinuity sets on the same slope profile as Fig 9A.

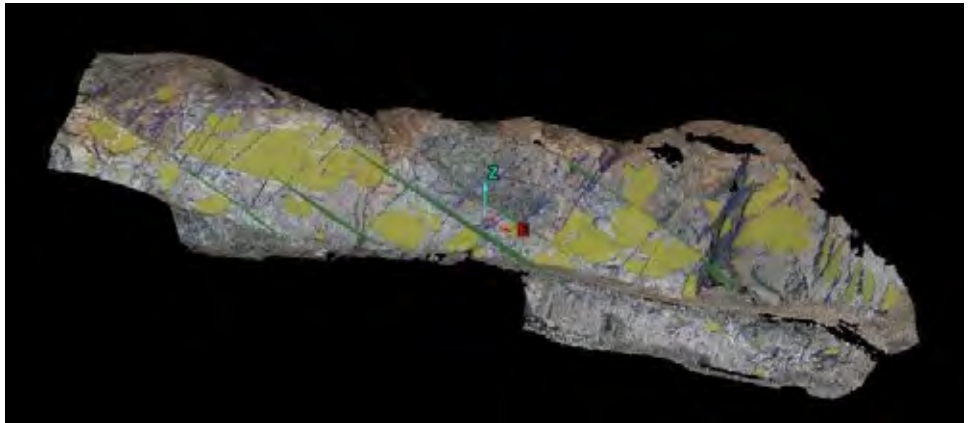


Fig 10 A. 3D model (complex 3D surface produced in PointStudio from dense point cloud) of slope profile 15330-16360R (Sprangfoss slope).

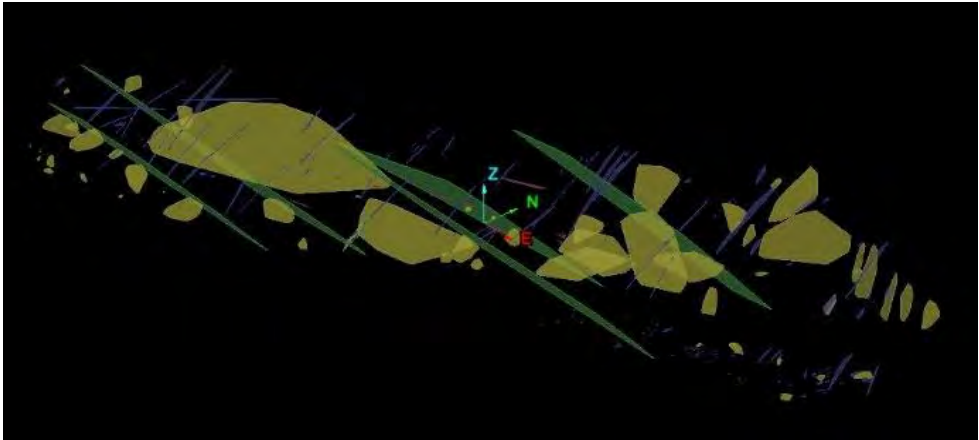


Fig 10 B. Digitally mapped discontinuity sets on the same slope profile as Fig 10 A.

3.2 Comparison of data from field mapping and 3D models

Discontinuity orientations

Considering the orientations of specific surfaces and/or linear structures measured simultaneously in the field and via the 3D models, there is a very strong similarity between the two data sets. As can be seen from Fig 11 the average difference between the values of angle of dip measured in all the slopes on specific surfaces between the two data sets range from 0° to 8° (see Fig 11). It is important to note that the field measurements are only made on a relatively small area of the surface under consideration whereas the digital mapping usually considers a much larger area in the determination of the surface's orientation. This would, therefore, be expected to yield more accurate average results for the discontinuity in question, provided the model is properly georeferenced.

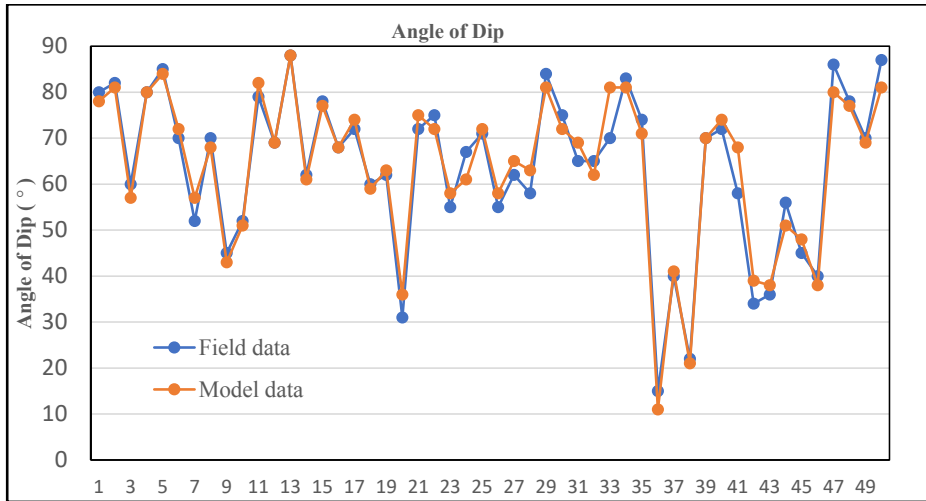


Fig 11 Comparison of dip angles from field and digital model on specifically selected surfaces and lineations.

For the dip directions, the difference ranges from 0° to 15° (see Fig 12). The largest differences were not observed on direct surfaces but rather on measured linear structures (dip difference: $6 - 10^{\circ}$, dip direction difference: $8 - 15^{\circ}$). While linear features may be reasonably very well extrapolated in the field for measurements to be taken on the extrapolated surface, the accuracy of the extracted information from the model is dependent on the level of 3D effect.

Where the linear structure (discontinuity) can be traced only along a single surface, with little 3D effect along that surface, there is less accuracy in the result. In cases where there is a greater 3D effect along the points on the line, or when the line can be traced along two different surfaces (slope face and crest), the extracted information is observed to be closer to the field measurements.

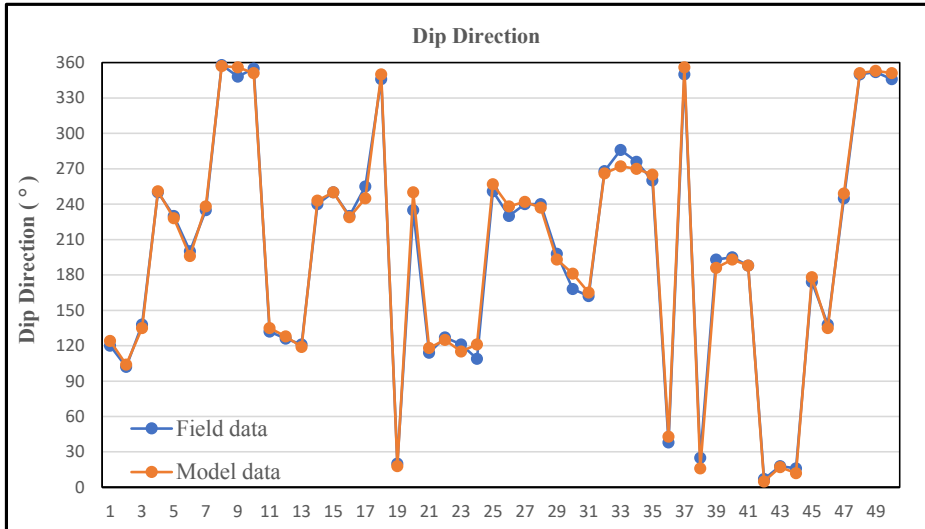


Fig 12. Comparison of dip directions from field and digital model on specifically selected surfaces and lineations.

It was observed during the digital mapping that in mapping linear structures (query strike/dip of line), extreme care must be taken in the selection of points. In large structures, slight offsets of points as selected on the computer screen have a significant impact on the result. This makes it imperative that the 3D models have as high a resolution as possible to increase the accuracy of the "Query strike/dip of line" function. It is, therefore, very necessary for the digital mapper to have a reasonable idea of the expected discontinuity orientations to accurately map out linear structures via software.

When the entire data sets derived from both methodologies are compared (see Table 6), there is also a very good agreement between the values for mean orientations even though it is found that there is a greater variance in results than that observed when only the specific surfaces and/or lineations are considered.

For example, in profile 2080-2370R (see Table 6), field mapping for J2 and J3 indicated mean orientations of 72/226 (22 measurements) and 60/349 (13 measurements). The same discontinuity sets mapped digitally indicate average values of 73/235 (113 measurements) and 67/017 (172 measurements). Although some of the differences in the mean discontinuity orientations between the two data sets appear to be significant, this is not completely unexpected when the size of the sample populations is considered. The data from the digital mapping is generally taken over a much wider area than the measurements in the field. As the slopes were generally very high and steep, most field measurements were taken from the lower part of the slopes. The field data, therefore, excludes discontinuity orientations from surfaces higher up in the slope which although may belong to the same discontinuity set, nevertheless shows some variations in the orientations in the lower part. For example, in 4850-5280R (J3) the orthogonal joint set seems to morph into a sub-horizontal orientation. However, no measurements of the sub-horizontal surfaces were

possible due to their location in the slope. The restrictive nature of the field data set can, therefore, be concluded to have introduced an artificial bias into the data and may account for some of the variations between the overall mean values. In the case of the differences in the mean dip directions, the largest differences between the two datasets are seen in the sub-horizontal joint sets which typically show significantly large variations in dip directions.

As the results generated from digital mapping represent a much larger data set than the field measurements, it is considered normal that there would be more pronounced differences between the mean values obtained. In any case, considering the close match between the two datasets where specific discontinuities are simultaneously measured, the methodology is reliable in this respect and the obtained mean discontinuity orientation values are considered to be robust and representative of the true condition.

Overall, the orientation data derived from the 3D block models are found to closely match that measured directly in the field.

Spacing of discontinuities

The spacing of discontinuities is an important parameter in rock mass mapping as it allows the calculation of the volumetric joint count (J_v) which in turn can be used to estimate the RQD (Palmström, 1982). The joint spacing and RQD are both parameters in the RMR classification and account for up to 40% of the total rock mass rating. Variations in the joint spacing can, therefore, have a significant impact on the RMR designation of the rock, and by extension, its slope mass rating (e.g. SMR). The determination of joint spacing can be problematic especially in large rock masses as was the case in this study. Robust estimates require systematic field measurements of the joint sets by the objective method where each a tape is laid out and each discontinuity cut by the tape is logged. This is, however, often impractical and several measurements are made, of which an average is taken as being representative of the rock mass. The number of measurements needed for a good estimate is often left to the mapper's discretion. This is in principle not too different from the digital mapping procedure (it is quite impractical and tedious to map out every visible discontinuity in the rock mass digitally), as the joint spacing is directly related to the number of discontinuities mapped in the model. A model where more discontinuities are mapped would generally produce a more accurate measurement of joint spacing than one that is sparsely mapped. As the digital mapping had a greater coverage over the slopes than the field mapping, the estimates of joint spacing by the digital mapping are generally expected to be more precise than the field estimates.

In comparing the two methodologies based on this parameter, some differences are apparent as shown in Fig 13.

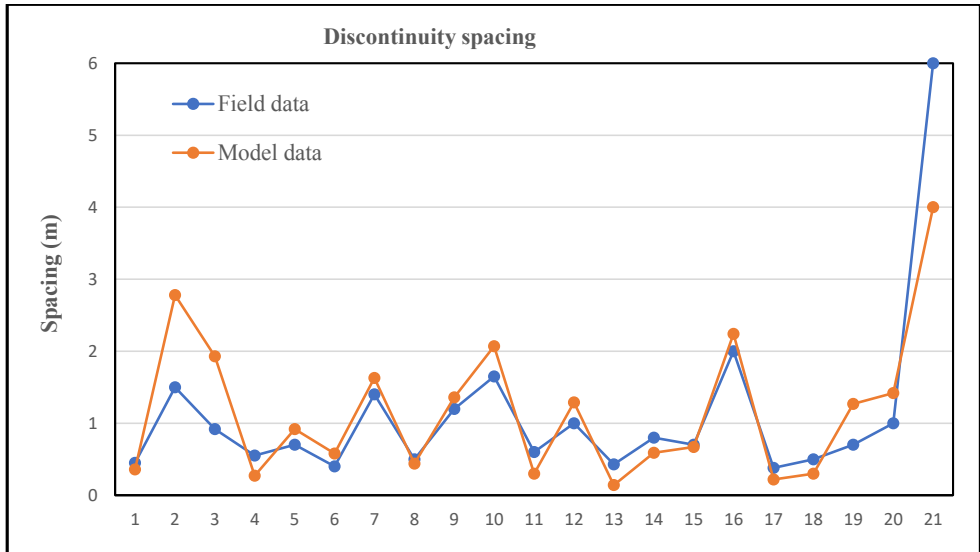


Fig 13. Comparison of discontinuity spacing from field and digital model on specifically selected surfaces and lineations.

For example, in slope 2080-2370R (which shows the largest discrepancy between the methodologies; see Table 3), the three discontinuity sets J1, J2 and J3 yield joint spacings of 0.45m, 1.5m and 0.92m respectively according to the field mapping whereas the digital mapping results in 0.36m, 2.78m and 1.93m respectively. The differences in values between the two sets of measurements are 0.09m, 1.28m and 1.01m respectively. Although these appear to be significant, the volumetric joint count, for use in rock and slope mass rating, calculated for the different methods are very similar. Using the equation by Palmstrom (1982) the J_v values are calculated for field and digital mapping methods as 3.94 and 3.63 respectively, with joint spacings of 253mm and 275mm respectively. The corresponding RQDs estimated from the J_v values are both 100%. In this example, even though there appear to be large differences, the resulting ratings for RQD and joint spacing in the RMR classification remain the same.

Significant differences are not found between the rock mass and slope mass ratings using either field or digital estimates of the joint spacing and the RQD estimates based on it.

Joint roughness coefficient (JRC)

The JRC was estimated in the field by visually comparing the discontinuity surfaces with profiles published by Barton and Choubey (1977). The JRC value corresponding to the profile closely matched to the discontinuity surface was chosen, and further corrected for scale effects using the relationship of Barton and Bandis (1982).

The comparison between the corrected field estimates and that estimated from the measured asperity amplitudes in the digital mapping are presented in Fig 14.

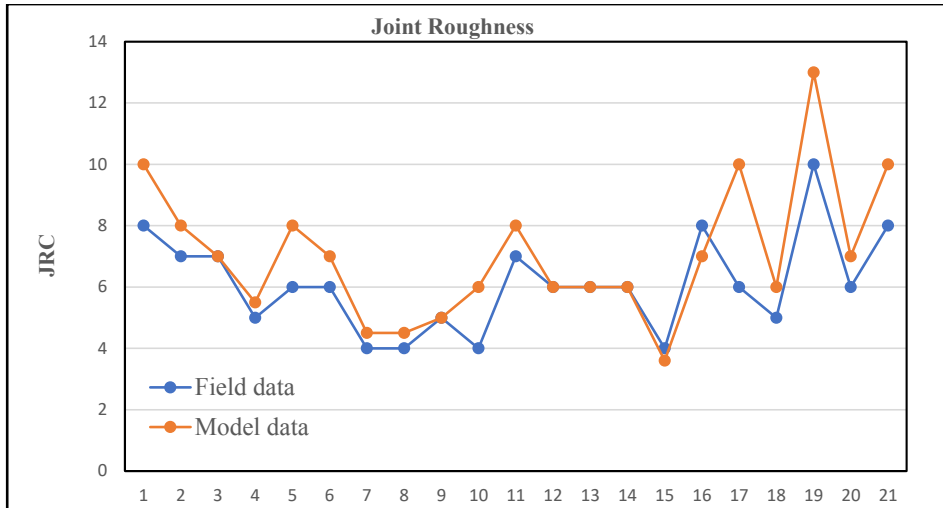


Fig 14. Comparison of joint roughness coefficient from field investigation and digital mapping.

Generally, there is a very good fit between the field estimates and the estimated value from the 3D models. The differences between the two data sets are between 0 and 3 (21 joint sets) with a mean of 1.09. In cases where they are not equal (zero difference), the estimates from the digital model are almost always higher than the field estimates.

The asperity amplitude measured in the model surfaces in digital mapping is expected to be highly dependent on the quality of the model (resolution). It would be worthwhile in future to estimate the asperity amplitude on surface at different resolutions to test if significant differences exist.

4.0 CONCLUSIONS

This project has sought to test the viability of digital rock mass mapping for rock mass classifications and characterisations for use in geotechnical design and investigations. Rapidly evolving technologies mean that digital solutions are constantly being sought to replace traditional methodologies for improvements in efficiency and accuracy.

In this respect, this study found that data obtained from digital 3D models can be very robust and are comparable to field data. This is particularly useful in large scale mapping investigation in rugged/steep/ terrains where accessibility is of significant concern. Specific results for discontinuity orientations, spacing and joint roughness displayed a good match with field measurements.

However, it must be stressed that digital systems such as the PointStudio Geotechnical software used in the study can by no means replace the need for an experienced engineering geologist in supplementing field investigations.

At the very least, a very good understanding or overview of the geology is required to be able to accurately map out discontinuities digitally. This is well illustrated by the larger scatter observed in the comparison of orientations of linear structures (where surfaces are not exposed) mapped by traditional and digital methods. Wrong orientations will be easily obtained in digitally mapping these features if one does not previously know what to expect from field investigations.

Furthermore, important geomechanical strength parameters and groundwater conditions can simply not be inferred or extracted from 3D models and necessitate the need for some form of field investigation.

As is the case with traditional field mapping, a certain level of discretion is required for the level of detail and coverage of the mapped area. Digital mapping requires considerable computing resources which may severely hamper the speed and workflow in a work process when such resources are lacking or inadequate.

The use of digital models and mapping are, therefore, best considered as a useful supplement to field investigations and traditional methods, and are generally expected to provide more accurate data on joint orientations, joint spacing and perhaps also joint roughness.

REFERENCES

- Agisoft (2019). Agisoft Metashape User Manual: Professional Edition, Version 1.5
- Aicardi, I., Dabove, P., Lingua, A., & Piras, M. (2014). Sensors integration for smartphone navigation: Performances and future challenges. *Int. Arch. Photogram. Remote Sens. Spat. Inf. Sci.*, **40**, 9-16.
- Andersen, T. (2005). Terrane analysis, regional nomenclature and crustal evolution in the Southwest Scandinavian Domain of the Fennoscandian Shield. *GFF*, 127(2), 159-168.
- Barton, N., & Bandis, S. (1982, January). Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. In The 23rd US symposium on rock mechanics (USRMS). American Rock Mechanics Association.
- Barton, N. & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock mechanics*, **10**(1-2), 1-54.
- Bieniawski, Z. T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. *Civil Engineer in South Africa*, 15(12).

- Deere, D.U. & Miller, R.P. (1966). Engineering classification and index properties for intact rocks. *Tech Report Air Force Weapons Lab.* pp. 65-116
- International Society for Rock Mechanics Commission on Standardisation of Laboratory and Field Tests (1978). Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.* **15**, 319-368
- Nijland, T. G., Harlov, D. E., & Andersen, T. (2014). The Bamble sector, south Norway: A review. *Geoscience Frontiers*, **5**, 635-658.
- Palmström, A. (1982). The volumetric joint count-a useful and simple measure of the degree of rock jointing. *Proc. 4th Int. Cong. Int. Assoc. Eng. Geol.*, **5**, 221-228.
- Romana M., (1985). *New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes*, in: Proceedings of the International Symposium on the Role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works. International Society of Rock Mechanics, Zacatecas, pp. 49-53.
- Romana M., Serón J.B., & Montalar, E. (2003). SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation, in: Merwe, J.N. (Ed.), Proceedings of the 10th Congress of the International Society for rock mechanics, ISRM 2003–Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, pp. 1-4.
- Starmer, I. C. (1996). Oblique terrane assembly in the late paleoproterozoic during the Labradorian-Gothian Orogeny in southern Scandinavia. *The Journal of Geology*, **104** (3), 341-350.
- Turner D, Lucieer A, & Watson C. (2012). An automated technique for generating georectified mosaics from ultrahigh resolution unmanned aerial vehicle (UAV) imagery, structure from motion (SfM) point clouds. *Remote Sens.* **4**, 1392–1410.
- Westoby MJ, Brasington J, Glasser NF, Hambrey MJ, & Reynolds JM. (2012). ‘Structure-from-Motion’ photogrammetry: a low-cost, effective tool for geoscience applications. *Geomorphology* **179**, 300–314.

FLEXIBLE SLOPE STABILITY APPROACH WITH BLASTING IMPROVEMENT OPTIONS

Mario Morales Cárdenas, SINTEF

SAMMENDRAG

I bergmiljøer brukes ofte bergklasser som grunnlag for å vurdere skråningsstabilitets. En av de mest utbredte metodene er beregning av SMR basert på RMR-verdier. Gitt at stabiliteten er sterkt påvirket av sprekk-karakteristikker og grunnvannets oppførsel, er disse forholdene underrepresentert i formuleringen av RMR og derved utviklingen av SMR ved bruk av originale RMR-verdier. En metodikk for modifisering av rangeringene til hver parameter innen RMR presenteres. Dette oppnås ved å avlede vektorer, eller grader av betydning, basert på ekspertvurdering og kunnskap om spesifikke forhold ved gruen fra backanalyse og feltundersøkelser. Vektorer avledes følgelig etter metoden for parvis sammenligning omfattet av den analytiske hierarkiprosessen (AHP). Hovedutfallet er at WRMR gir et mye forbedret bilde av stabilitetssituasjonen når den kombineres med SMR, sammenlignet med den opprinnelige SMR fra RMR.

ABSTRACT

In hard rock environments, rock mass classification systems are often employed as the basis for evaluating slope stability conditions. One of the most widespread methods is the calculation of SMR based on RMR ratings. Given that stability is highly influenced by jointing characteristics and groundwater behaviour, these conditions are underrepresented into the formulation of RMR and thereby the development of SMR using original RMR values. A methodology for modification of the ratings of each parameter within RMR is presented. This is achieved by deriving weights, or degrees of importance, based on expert judgement and knowledge of specific conditions at the mine from back analysis and field investigations. Weights are consequently derived following the method of pairwise comparison encompassed into the analytical hierarchy process (AHP). The main outcome is that WRMR, provides much enhanced picture of the stability situation when combined to SMR, compared to the original SMR from RMR.

1. INTRODUCTION

Open pit mining mines the earth surface in order to reach deposits of valuable ore. Planning of an open pit is a problem of determining the most profitable pit limit and the most economical mining sequence for a given mineralization (Steffen et al, 1970). During the extraction phase, the excavation sequence implies developing artificial slopes on which stability is a crucial factor both for safety and financial viability of the mining, which are critical components for risk management practices in slope stability similar as discussed by Panthi and Nilsen (2006). Therefore, the stability assessment of an open pit rock slope is an essential requirement of the open pit mine not only during the feasibility and detail design studies but also throughout the operational life of the project. To accomplish this goal, the quality of the visible rock mass along the pit slope is evaluated using classification systems. These approaches (Q, RMR, GSI,

among others) are commonly used to categorize rock mass conditions. Several rock mass classification systems have been proposed since early 60's, and of the most extensively adopted is the rock mass rating (RMR), initially developed by Bieniawski (1973, 1989).

The RMR system utilizes a total of nine parameters to assess rock mass quality. The rating values of these parameters vary within a minimum and maximum as indicated in Table 1. Minimum values accounts for conditions that are to be met in a weathered/deteriorated/highly fractured rock mass and the overall rating of the RMR index varies from minimum 8 to maximum 100.

Table 1: RMR parameters and their rating values (modified from Bieniawski, 1989)

Index	Parameter	Min	Max
1	UCS	0	15
2	RQD	3	20
3	Joint spacing	5	20
4	Joint persistence	0	6
5	Joint aperture	0	6
6	Joint roughness	0	6
7	Joint infilling	0	6
8	Joint weathering	0	6
9	Groundwater	0	15
	RMR total	8	100

In hard rock environments stability of a pit slope is vastly influenced by the orientation and characteristics of the joints occurring behind the rock slope face. In this way, Romana (1985) developed a rock mass classification system named Slope Mass Rating (SMR), which is an adjusted version of RMR. The SMR is a tool for risk-based evaluation of slope instability at a particular slope face and its relationship with joints prevailing in the rock mass. The SMR adjusts RMR-values by accounting four more factors, as explained by Equation 1.

$$SMR = RMR - (F1 \cdot F2 \cdot F3) + F4 \quad (1)$$

The product of three factors (F1, F2 and F3) is an adjustment rating directly related to the dominant discontinuity systems in the slope. The first factor (F1) accounts for the parallelism of the strikes of the discontinuities and the slope face, the second (F2) for the dipping angle of the discontinuities, the third (F3) for the relation between the slope face angle and the dip of the discontinuity, and the last (F4) accounts for the influence by blasting quality (or excavation method) into the slope face, and it ranges from +10 for blasting with precut to -8 for deficient blasting. Tomás et al (2007) proposed an alternative, known as the CSMR, to calculate the first three factors of SMR based on continuous functions.

However, RMR calculation does not take account the importance of for example discontinuity persistence as a more important factor than for example UCS. Hence, the traditional RMR need to be reformulated to be the main basis on the rock slope stability assessment through SMR calculation, since its original formulation provides limited flexibility to adjust ratings to site-specific conditions.

To address this deficiency, a modification of the SMR slope stability maps incorporating Multi Criteria Decision Making (MCDM) in assessment of RMR values is proposed. MCDM refers to the decision process where presence of numerous and typically conflicting criterion is made (Hwang and Yoon, 1981). Since the calculation of RMR includes multiple criterions, MCDM approach may help improve the assessment. One of the most important aspects of MCDM is

the use of Analytic Hierarchy Process (AHP) proposed by Saaty (1980). The AHP is a technique first used in solving socio-economic decision-making problems and has been used widely to solve different problem issues such as economy, health and education. The main strength of AHP is that it allows decomposing a complex problem into spatial probability distributions. For example, a simple hierarchical model of slope stability can be looked through different event controlling parameters (the criterion) and different set of selected event-controlling parameters (alternatives).

2. WEIGHTED RMR FOR SLOPES – WRMR

2.1. General considerations in AHP

To derive AHP weights, a pairwise comparison of each parameter of RMR is carried out. The method is divided into three stages that deliver the weight of each parameter into the comparison. The engineer is requested to state the degree of importance of one criterion compared to another. With n parameters it is required to assess $n \cdot (n-1)/2$ comparisons in order to have all the required data. The advantage of the method is that it allows focusing on the comparison of only two criteria at a time. The three stages are described as building of the comparison matrix, weights calculation and assessment of consistency. These stages define the importance of each parameter in the final susceptibility maps. An overview of each stage as follows:

1. **Building the comparison matrix:** two RMR parameters are assessed taking in account their relative significance to each other using values from 1 to 9. The values are considered in such a way that if parameter A has similar importance as parameter B then the overall weighted index is of 1. On the other hand, if parameter A is considerably more significant than parameter B, the weighted rating against B is 9. Table 2 provides the importance class with respective weighted index. As seen in the table, depending upon the importance any pair of parameters can be also distributed with the fractions ranging from 1/1 to 1/9 according to the same logic explained before.

Table 2: Relative weights for pairwise comparison.

Definition	Index	Definition	Index
Equally important	1	Equally important	1/1
Equally or slightly more important	2	Equally or slightly less important	1/2
Slightly more important	3	Slightly less important	1/3
Slightly to much more important	4	Slightly to way less important	1/4
Much more important	5	Way less important	1/5
Much to far more important	6	Way to far less important	1/6
Far more important	7	Far less important	1/7
Far more important to extremely more important	8	Far less important to extremely less important	1/8
Extremely more important	9	Extremely less important	1/9

2. **Weights calculation:** the weights of each distinct parameter are calculated. Weights that are already normalized in such a way that the final summation of the weights is one.
3. **Assessment of consistency:** Once judgement on the relative weights is finished, a statistically valid estimate of the consistency through the use of consistency ratio (CR). Saaty (2012) has indicated that a CR value of 10% or less is acceptable to continue the AHP analysis.

2.2. WRMR

New minimum and maximum values based on the weights obtained from the AHP are calculated for each of the nine parameters into RMR. The assigned weights follow the logic that if a parameter is considered to have higher importance than in the original criterion, the minimum value is reduced, and the maximum value is increased so that the range is prolonged. On the other hand, if a parameter is considered to have less importance than in the original RMR formulation, the minimum value is increased, and maximum value is decreased so that the range is narrowed down. Therefore, the importance of each parameter regarding site specific conditions is addressed into the rating calculation.

To assign new minimum and maximum values to RMR, it is extremely important to understand the relevance and meaning within the index of the values assigned into each parameter. As described before, AHP pairwise comparison delivers values that sums to one, making the result straightforward to scale to any upper limit (100 in the RMR case). The first question that one must solve is related to what the relative importance is (or weight) of each one of the nine parameters into RMR. As the RMR is built based on the addition of ratings from each parameter, one can assume that the relative importance of each parameter is related to the maximum value (Table 1). For example, joint persistence will have a weight of 6%.

When applying AHP pairwise comparison, there are two possible results in terms of a new relative weight; firstly, the resulting weight is higher or lower than one in the original index (a new value equal to the original will not have any effect into the modification). If relative weight is higher compared to the original value, it means that minimum values should be reduced while maximum values increased for that single parameter. This increases the range of values in which the parameter might vary. Following the case of joint persistence, an increased upper limit means that low persisting joints will not have big impact into slope stability. Hence, the maximum value of 6 should be increased to include these favourable conditions. In the lower limit, joints with high persistence will have a greater impact on the slope stability. Therefore, the rating should be further decreased. The significance is that joints with persistence over 20 meters will have negative values instead of zero as minimum contribution to RMR. Secondly, if a parameter is considered less important than in the original RMR formulation, the minimum value is increased, and the maximum value is decreased. This narrows overall parameter range leading to a smaller contribution to the overall rating.

WRMR is defined by an Equation where the weight of any RMR parameter is equal to the maximum possible value (for example the maximum weight of joint persistence, which is 6 out of 100; i.e. 6%). Therefore, the weight of each of the nine parameters given in Table 1 is noted as P_i , where i is associated to the parameter index (first column in Table 1). The resulting weight from the AHP pairwise comparison may therefore be higher or lower than the original RMR weighting. Hence, the equations defining the new WRMR minimum and maximum should principally not deviate from the original minimum of 8 and maximum of 100 and can be expressed by Equation 2 and Equation 3, respectively.

$$\min_i^{WRMR} = \frac{P_i^{RMR} - P_i^{AHP}}{2} + \min_i^{RMR} \quad (2)$$

$$\max_i^{WRMR} = \frac{P_i^{RMR} + P_i^{AHP}}{2} \quad (3)$$

Where P_i^{RMR} : original weight of parameter i into RMR

P_i^{AHP} : new weight of parameter i from AHP pairwise comparison

$\min_i^{RMR}$: minimum value of parameter i into RMR

Equation 3 indicates that if the weight obtained from AHP (P_i^{AHP}) is smaller than the original (P_i^{RMR}), then the new maximum (max_i) will be higher than the original value. As a result, the maximum rating in both cases will be 100 and can be defined by Equation 4. This summation also applies for the relative weight of each parameter.

$$\sum_{i=1}^9 max_i^{WRMR} = \sum_{i=1}^9 P_i^{RMR} = \sum_{i=1}^9 P_i^{AHP} = 100 \quad (4)$$

Similarly, Equation 2 shows that if the AHP weight (P_i^{AHP}) is larger than the original (P_i^{RMR}), then the new minimum (min_i) will be a negative value. Hence, the new overall minimum WRMR rating will be defined by:

$$\sum_{i=1}^9 min_i^{WRMR} = \sum_{i=1}^9 \frac{P_i^{RMR} - P_i^{AHP}}{2} + min_i^{RMR} \quad (5)$$

It is highlighted here that the overall rating of both RMR and weighted RMR (WRMR) has similar range varying from 8 to 100.

After new minimum and maximum values have been set, the new ratings for each parameter are calculated. While doing so, it is important to check the original distribution pattern for each parameter since these are not linear. The calculation of new rating is done by adjusting the new interval to a curve with similar shape as of the original (Figure 4). The procedure involves the transformation of the values of each rating by means of Equation 6.

$$V_i^{AHP} = max_i^{AHP} - (max_i^{AHP} - min_i^{AHP}) \cdot \left(1 - \frac{V_i^{RMR} - min_i^{RMR}}{P_i^{RMR} - min_i^{RMR}}\right) \quad (6)$$

Where V_i^{AHP} : adjusted AHP rating

V_i^{RMR} : original rating from RMR

The term $(V_i^{RMR} - min_i^{RMR})/(P_i^{RMR} - min_i^{RMR})$ in Equation 6 is used to keep the ratio between the ratings expressing 100% for the maximum parameter rating defined by Equation 3 and 0% for the minimum defined by Equation 2.

3. METHODOLOGY FOR CALCULATION OF SMR MAPS

As a basis for calculation, SMR requires information of: (i) structural domains, and (ii) rock mass quality. The calculation of the SMR is done following equations proposed by Tomas (2007). The functions for SMR correction factors reduce doubts about what score to assign to values near the border of the discrete classification. Factor F4 is same for both SMR and CSMR. The functions are defined as following:

$$F_1 = \frac{16}{25} - \frac{3}{500} \arctan\left(\frac{1}{10}(|A| - 17)\right) \quad (7)$$

Where $A =$ $\alpha_j - \alpha_s$ difference of dip dir of joint and slope for planar failure.
 $\alpha_i - \alpha_s$ difference of dip dir of line of intersection and slope for wedge.
 $\alpha_j - \alpha_s - 180$ difference of dip dir of joint and slope plus 180 for toppling.

$$F_2 = \frac{9}{16} + \frac{1}{195} \arctan\left(\frac{17}{100}B - 5\right) \quad (8)$$

Where, B is equal to the dip (β_j) of joint for planar failure and toppling, and to the dip of line of intersection for wedge failure.

$$F_3 = -30 + \frac{1}{3} \arctan(C) \quad (9)$$

$$F_3 = -13 - \frac{1}{7} \arctan(C - 120) \quad (10)$$

Where C = $\beta_j - \beta_s$ difference of dips of joint and slope for planar failure, in Eq 4.
 $\beta_i - \beta_s$ difference of dips of line of intersection and slope for wedge, in Eq 4.
 $\beta_j + \beta_s$ sum of dip of joint and slope for toppling, in Eq 5.

SMR values are therefore calculated from five different layers of information. Those layers are combined pixel to pixel for the calculation of final SMR map. The necessary layers comprise; 1) dip of the slope, 2) dip direction of the slope, 3) RMR values, 4) distribution of adjustment factor for excavation method (F4), and 5) the structural domains that contains the information about dip and dip direction of the major joint sets. The joint sets were accounted for an average dip and dip direction. The standard deviation of the dip and the dip direction of each joint set were considered in an iterative process in order to reflect the most likely directions of each joint set to evaluate the worst-case condition.

SMR maps both from RMR and WRMR were calculated for each structural domain and merged to produce the final SMR map of the pit, keeping the minimum pixel value on the overlaps. The overlapping allows to achieve better interpretation of reality, since transitions between structural domains are not strictly defined, but are most commonly seen as areas where joint sets of different structural domains coexists.

4. CASE STUDY

The open pit mine for the case study has an overall slope angle between 45 and 55 degrees; with the bench faces around 85 degrees. The geometry of the slope is defined by a first pass of the cutback to define an initial single bench height of 15 m, which is doubled in the second pass to an overall height of 30 m. The open pit has a length of about 2.8 km, and the current depth is close to 240 m. The width of the pit varies from 400 m to 600 m.

4.1. Structural domains

Morales et al (2017a) have shown that it is possible to distinguish six different fracture systems (FS) in the mine area. Based on the jointing associated to each of these fracture systems, a total of 8 structural domains were identified and 3D structural model was presented. The structural domains are possible to be seen in Figure 2, while Table 3 summarizes the structural domains and their major joint sets.

Table 3: Structural domains with jointing direction (modified from Morales et al, 2017).

Structural Domain	Joint Set		
	J1	J2	J3
01	89/029	89/268	-
02	77/269	63/346	-
03	84/314	78/218	76/025
04	43/051	56/356	75/219
05	85/040	-	-
06	78/272	81/239	82/216
07	84/128	-	-
08	49/054	-	-

4.2. Weights from back analysis

To get factors in AHP, it is necessary to build a pairwise comparison matrix using indexes presented in the Table 2. 5 cases of instabilities were selected from the case mine where different variables consisting slope angle, slope height, unit weight of rock, failure plane angle, waviness, tension crack angle, distance from crest, upper face angle, bench width, JRC, JCS, friction angles and ground water were analysed. A sensitivity analysis was carried out to each variable to check the impact on factor of safety (FS). The sensitivity analysis showed that there are three main factors influencing the FS. In order of importance (defined by the slope of the curve, Figure 1), those are:

1. Groundwater conditions.
2. Geometrical considerations: slope angle and failure plane angle.
3. Joint parameters: roughness (JRC) and friction angle.

Figure 1 shows a typical result from one of the cases of back analysis (Trinh and Botsialas, 2015). As can be seen in the figure the presence of ground water filled joints leads to a decrease in the factor of safety (FS) from 1.4 to close to 0.7. Similarly, increasing bench face slope angles (from 75 to 90) and failure plane angle (from 48 to 58) leads to the decrease in FS by approximately 0.25 points. On the other hand, the joint parameters such as roughness (measured in increasing JRC from 7.3 to 8.9) and friction angle (from 31.5 to 38.5) also have significant positive impact on the FS (an increase by 0.25 and 0.30 points). As Figure 1 shows, not all parameters are equally sensitive with respect to the influence in the overall FS.

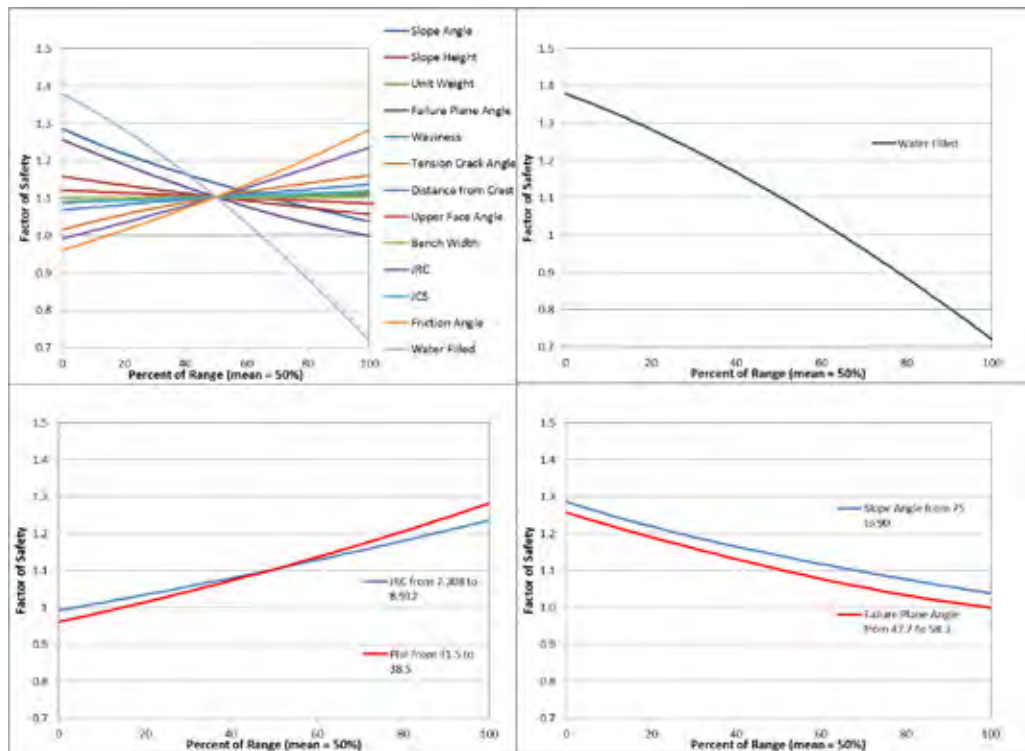


Figure 1: Impact of Factor of Safety of relevant parameters. All parameters (top-left), groundwater (top-right), JRC and friction angle (bottom left) and slope angle and failure plane angle (bottom right). Taken from Trinh and Botsialas, 2015.

Following the AHP pairwise comparison procedure (Saaty, 1980), weights are derived for each RMR parameter. It is possible to see that groundwater, dip angle geometry, and roughness are the most important factors affecting slope stability in this case. Table 3 summarizes the resulting weights and their relative ranking of importance. The resulting weights are further applied to the calculation of WRMR.

Table 3: Relative weights and rank for parameters into RMR

Parameter	Weight (P_i^{AHP})	Rank
UCS	3.2 %	9
RQD	5.3 %	8
Joint spacing	5.6 %	7
Joint persistence	13.2 %	3
Joint aperture	7.1 %	6
Joint roughness	19.1 %	2
Joint infilling	10.3 %	4
Joint weathering	9.1 %	5
Groundwater	27.1 %	1
TOTAL	100.0%	-

4.3. Rock mass quality

A 3-dimensional model of the mine was developed by Morales (2017b). The development of a 3D distribution of RMR is considered to help estimating rock mass quality rating in future geometries of the pit, but more importantly it will also work as the baseline information for the calculation of SMR. Figure 2 shows a plan view of the rock mass model fitted to the actual geometry of the open pit. From the RMR-map it is clear that the areas associated to low ratings are located in the western wall of the pit. This distribution is in accordance with the behaviour of the mine that has been observed in the field, as well as from registered instability events at the pit in the past.

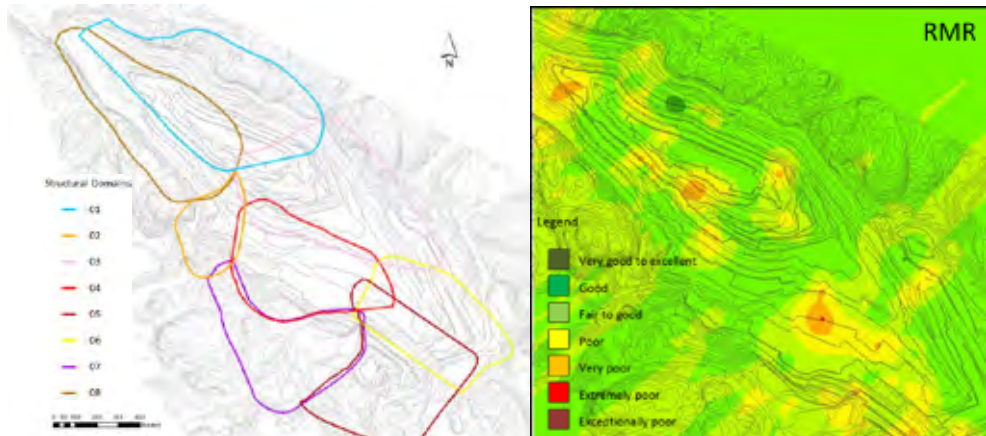


Figure 2: Left: map of the mine area with structural domains (modified from Morales et al, 2017). Right: plan view of the RMR distribution.

Table 6 shows the minimum and maximum values to be used in the calculation of WRMR. It is important to mention that even though parameters extend their range to negative values, the overall minimum of WRMR is still defined as 8.

Table 6: New minimum and maximum values of WRMR parameters with original RMR parameters

	Original RMR		WRMR	
	min	max	min	max
UCS	0	15	5.9	9.1
RQD	3	20	10.4	12.6
Joint spacing	5	20	12.2	12.8
Joint persistence	0	6	-3.6	9.6
Joint aperture	0	6	-0.6	6.6
Joint roughness	0	6	-6.5	12.5
Joint infilling	0	6	-2.2	8.2
Joint weathering	0	6	-1.6	7.6
Groundwater	0	15	-6.1	21.1
TOTAL	8	100	8.0	100.0

A calculation of a WRMR map shows increases in rock quality in the northern part of the mine, while decreasing the rating in the southern areas. Figure 3 shows the resulting WRMR map of the present case study.

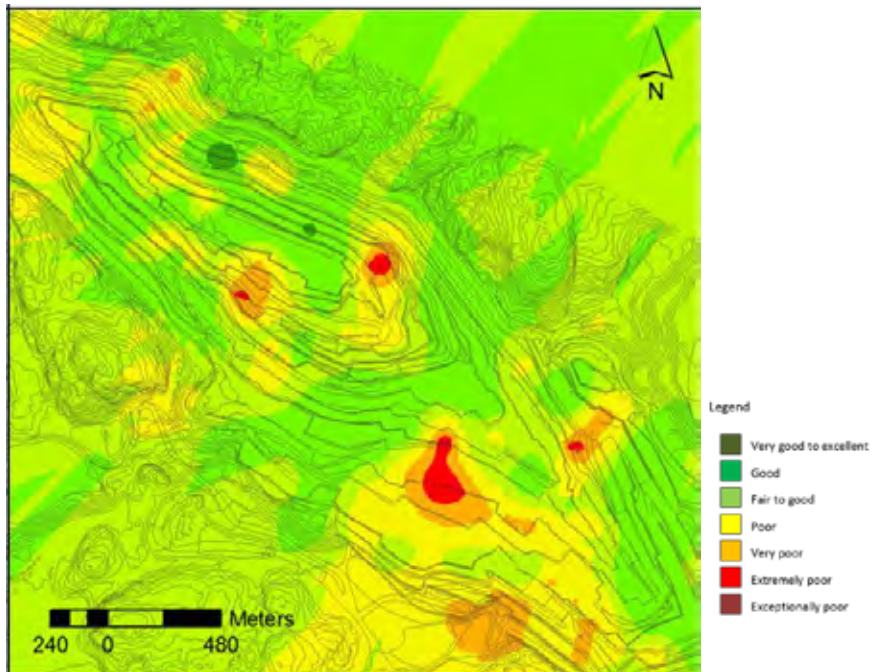


Figure 3: Resulting WRMR map

4.4. SMR calculation

Values A, B and C in equations (7), (8), (9) and (10), are calculated according to failure modes (planar, wedge or toppling) derived from Morales (2017a). Factor F4 was set into different zones according to information provided by the mining company about blasting patterns and loading factors. The final result of the SMR maps is possible to see in Figures 4 and 5.

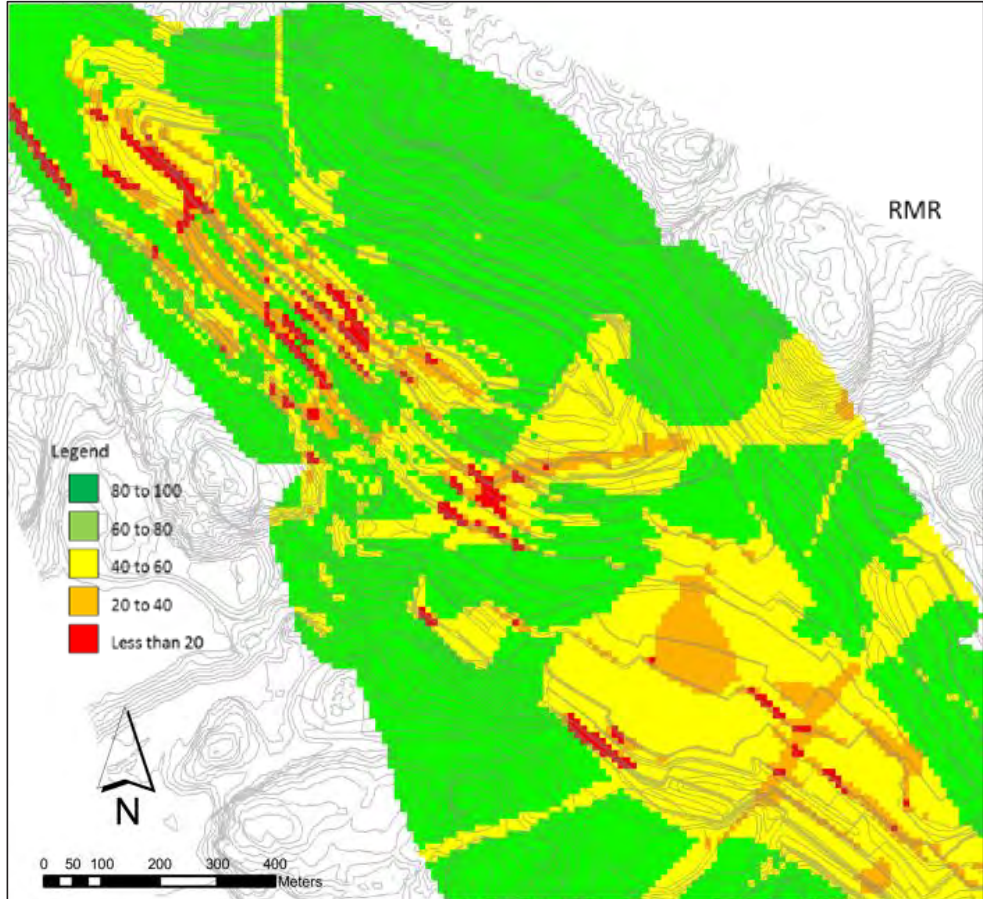


Figure 4: SMR map from RMR.

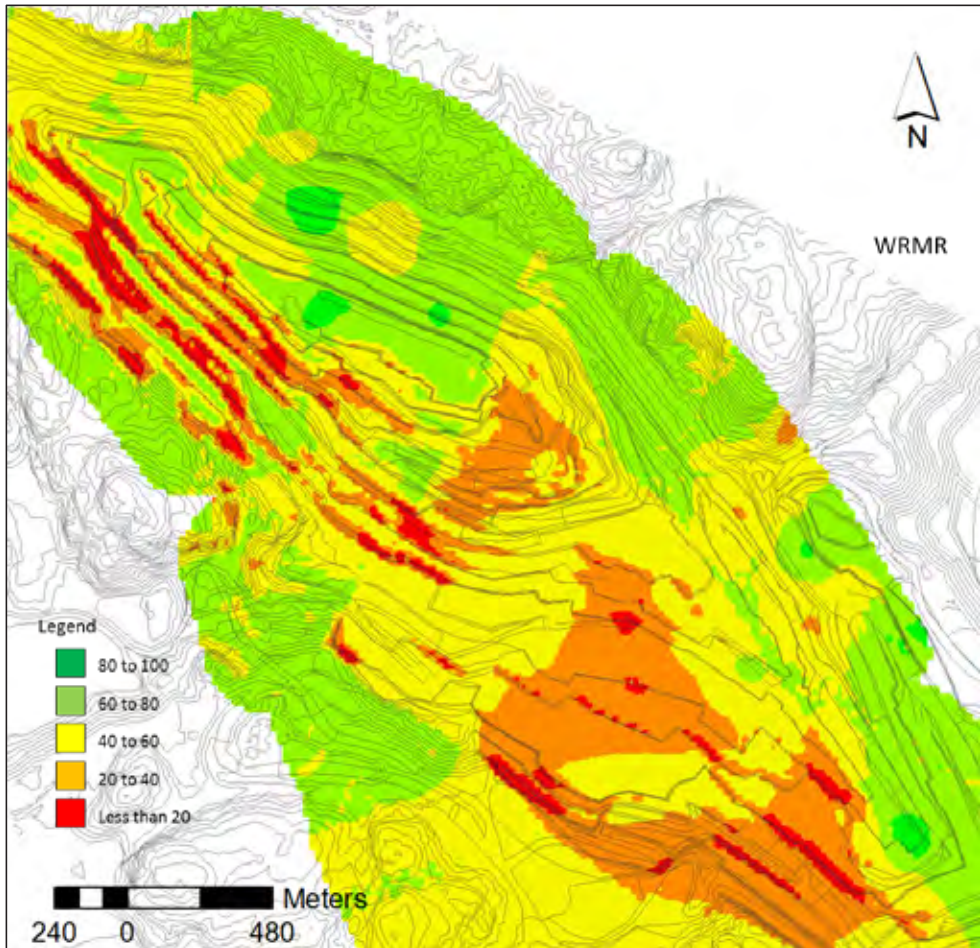


Figure 5: SMR map from WRMR.

The resulting maps show that there are two major important areas in term of low SMR values. The first one appears in the north eastern part of the pit, specifically in the hanging wall. In this area, the recorded past events and continuous monitoring on the water bearing zones have confirmed with respect to potential instability (Morales et al, 2017c). Joints in the hanging wall create the geometry of planar failure and also to have caused failures in the past, which strongly correlates with the presence of water and high apertures and low roughness of these planes. All of these conditions increase their relative weight after pairwise comparison.

The second area is the south eastern part of the mine showing areas with rating lower than 40. This is in line with the description of the contact zone between the ore and the host rock as a water bearing structure as described by Morales et al (2017c). The contact between ore body and host rock does not represent a risk in terms of orientation, since it dips into the hanging wall and is way behind the footwall. However, unfavourable hydraulic conditions may lead water into other local joints, which may lead to an increase in the groundwater pressure. This is also confirmed by the southernmost water barrier plane where the red areas are in the same location

4.5. Blasting improvement opportunities

From the resulting SMR map is also possible to depict values that might be useful for blasting evaluation. This is achieved selecting a threshold value to the SMR. The threshold should be carefully selected and may vary depending on the local conditions of the mine. In this case, selecting value of 60 that acts as upper limit to the SMR, gives a straightforward and easy to depict image of the difference between the current SMR and the threshold. The difference may act as a guideline for blasting; showing areas (in orange and yellow) that might be improved by the implementation of better blasting techniques (regarding wall damage), or areas where it might be possible to increase the loading factor for better fragmentation (and thus the damage to the pit walls) or avoid buffering techniques (in shades of green). It has to be completely understood that the resulting map is not intended to define blasting recommendations, but it might help the blasting engineer to take in consideration geotechnical factors in order to take the best possible decision. Figure 6 shows the distribution of the difference between SMR and the 60-point threshold.

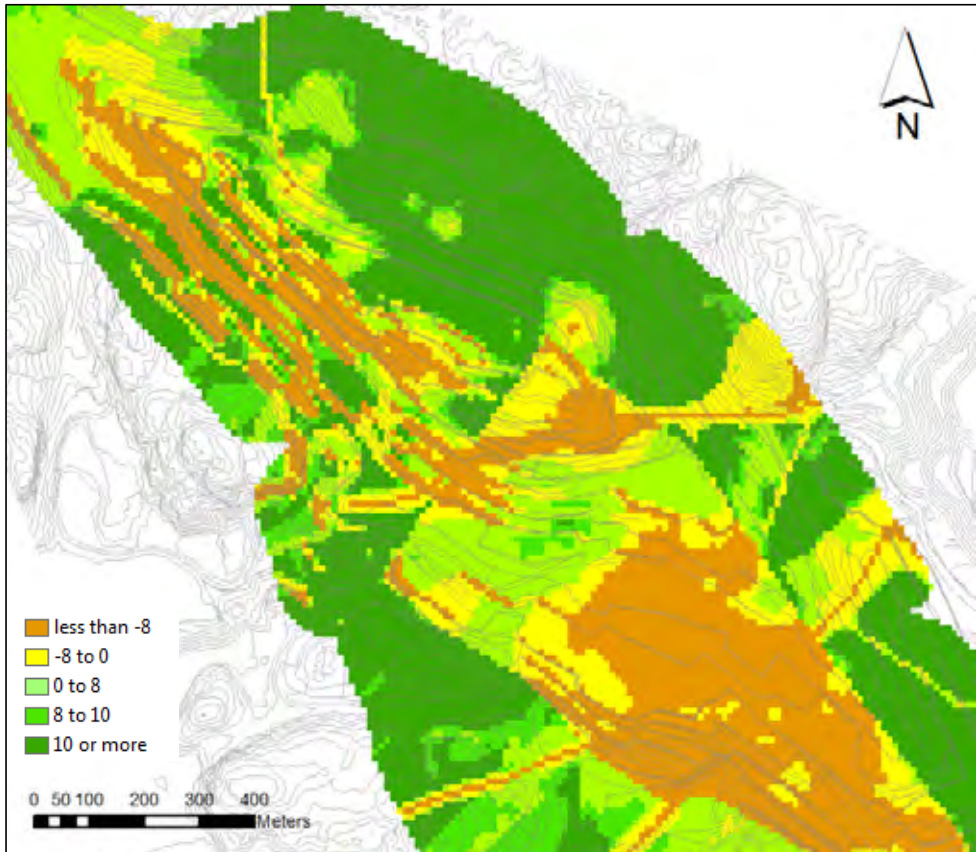


Figure 6: Distribution of blasting margin according to a SMR = 60 threshold value.

5. DISCUSSION

The reformulation of RMR based in AHP allowed assigning higher importance to parameters that were underestimated in the original RMR conception, to the case of this mine environment, such as groundwater, roughness and persistence.

The adjustment for slope stability of WRMR by means of the correction factors within SMR has been done following the same methodology proposed by Romana (1985). In this matter is also worthwhile to question if a pairwise comparison should be applied to weight these correction factors. As presented into the back analysis, one of the main triggering factors is the relation between the dip angle of the slope face and the dip angle of the failure plane. The comparison of results from the application of AHP both to RMR and SMR and their correlation with WRMR and field observations is a matter of further work.

In general terms one can derive that the SMR from WRMR map is being able to depict the stability conditions in a good level of agreement with what is possible to perceive in the field. The reason behind this is that WRMR provides a better basis for calculation of SMR due to a better evaluation of the rock mass regarding the relevant factors for slope stability. As show in the manuscript, it tends to decrease the rating of zones in which groundwater, roughness and persistence are detrimental for the slope. In the same way, WRMR increases the rating of areas that might be dry, with very rough low persistence joints, for example.

6. CONCLUSION

The findings from both SMR maps shows that when calculated from WRMR, there is a strong correlation with the behaviour of the major hydrogeological features inside the mine. Hence, water bearing structures and water barriers are well represented into low SMR values when calculated using WRMR approach.

It is concluded that the calculation of SMR from the modified RMR (namely using WRMR) is very relevant and strong methodology for assessing stability conditions in hard rock environments. Understanding the relevant parameters affecting slope stability and the effort for rock mass quality mapping provide fundamental knowledge about the triggering factors of the instabilities. The proposed WRMR susceptibility approach establishes the basis for hazard management and future safety measures of the pit slope in hard rock environment by depicting zones prone to instabilities. The methodology is developed by exploiting the back analysis of instability cases, registered deformation movements and extensive field work, which were basis to conclude that groundwater, joint roughness and the geometrical condition of the pit slope represent major triggering factors associated to the unstable condition representing lower values of SMR rating it is further concluded that the SMR rating calculated using WRMR approach provided better picture of the mine areas prone to instabilities than the one from RMR. WRMR map indicated that the hanging wall and the south-eastern portion of the mine will be the areas where bench scale instabilities will be most likely focused.

REFERENCES

- Bieniawski, Z.T. (1973) *Engineering classification of jointed rock masses*. Trans South African Institute of Civil Engineering vol15, pp 335–344.
- Bieniawski, Z. T. (1989). “Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering”. Wiley-Interscience, ISBN 0-471- 60172- 1, 251pp.
- Hwang, C. L., & Yoon, K. (1981). “Multiple attributes decision making methods and applications”. Berlin: Springer.

- Morales, M., Panthi, K.K., Botsialas, K., Holmøy, K.H. (2017a) *Development of a 3D structural model of a mine by consolidating different data sources*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. Accepted and in process of publication.
- Morales, M., Panthi, K.K., Botsialas, (2017b) *Development of a 3 dimensional rock mass model for slope stability assessment*. Submitted to Bulletin of Engineering Geology and the Environment.
- Morales, M., Panthi, K.K., Rostad, R., Holmøy, K.H., Botsialas, K. (2017c). "Assessment on the hydrogeological condition of an open pit mine based on piezometric measurements". Journal of Mining Engineering and Research, vol1, pp 16-34.
- Panthi K.K., Nilsen B. (2006) Numerical analysis of stresses and displacements for the Tafjord slide, Norway. Bull Eng Geol Env, vol. 65, pp 57–63.
- Romana, M. (1985) *New Adjustment Ratings for Application of Bieniawski Classification to Slopes*, Proceedings of International Symposium on the Role of Rock Mechanics, International Society for Rock Mechanics, Salzburg, pp. 49-53.
- Steffen, O.K.H., W. Holt, V. R. Symons. (1970) *Optimizing Open Pit Geometry and Operational Procedure*. In Planning Open Pit Mines, Proc Symposium on the Theoretical Background to the Planning of Open Pit Mines with Special Reference to Slope Stability. Johannesburg, August 29- September 4, 1970, pp. 9-31.
- Saaty, T.L., (1980) "The Analytic Hierarchy Process, Planning, Priority Setting, and Resource Allocation". McGraw-Hill, New York
- Tomás, R., Delgado, J. & Serón, J.B. (2007) *Modification of slope mass rating (SMR) by continuous functions*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 44, pp 1062-1069.
- Trinh, N., Botsialas, K (2015). Back analysis and sensitivity analysis of instability cases in the mine. Internal project report.

SLAKING OG DISINTEGRERING AV SVAKE BERGARTER I VANNTUNNELER**Slaking and disintegration of weak rocks in water tunnels**

Lena Selen, PhD stipendiat, Institutt for geovitenskap og petroleum ved NTNU

Krishna Kanta Panthi, Professor, Institutt for geovitenskap og petroleum ved NTNU

SAMMENDRAG

Endringer i materialparametere grunnet kjemisk og mekanisk forvitring er svært viktige problemstillinger i vanntunneler konstruert for vannkraft. Svake bergmasser inneholder et betydelig potensial for forvitring og disintegrering (oppløsning) ved kontakt med vann, som kan medføre kollaps i både uforede og sprøytebetongforede vanntunneler. Motstandsdyktigheten til intakt berg mot forvitring/oppløsning er i mange tilfeller tett knyttet opp mot mineralogi, da særlig innholdet av leirmineraler. Når svakt berg utsettes for vann kan dette medføre degradering forårsaket av nedbryting av den intakte strukturen til bergmaterialet. Dette fenomenet vil kunne forverres hvis bergmaterialet inneholder svellende mineraler som smektit. Ved å evaluere mineralkomposisjonen til bergartene og utføre disintegreringstester jamfør ISRM (1979) sin foreslåtte «slake-durability»-test, kan man finne en sammenheng mellom innhold av leirmineraler og motstandsdyktighet mot gjentatte sykluser av væting og tørking. Videre kan man gjøre vurderinger rundt stabilitet og sikringsbehov i vanntunneler som skal vare over tid.

SUMMARY

Changes in rock properties due to processes of both chemical as well as mechanical weathering are very important issues for water tunnels constructed for hydropower. Weathered and weak rock mass have strong slaking and deterioration potential if in contact with water, which may result failures in the unlined or shotcrete lined water tunnels. The slake durability of intact rock is in many cases closely linked to the mineralogy, especially on the content of weak clay minerals. When the weak rock mass is exposed to water it may lead to the degradation caused by the destruction of the intact rock structure. Such phenomenon may also aggravate swelling possibility in the rock mass if clay-bearing rocks are constituted by swelling minerals like smectite. By evaluating the mineral composition of the rocks and perform disintegration tests such as the ISRM (1979) slake-durability test, a link between the content of clay and resistance to repeated cycles of wetting and drying can be found. Further, the long-term stability issues and support requirements can be evaluated in water tunnels.

INNLEDNING

Fra et ingeniørteknisk synspunkt er disintegrering og svelling blant de største problemene man støter på i undergrunnskonstruksjoner, og disse er relatert til omvandling av i

utgangspunktet kompetent bergmasse (Wahlstrøm 1973). Noen bergartstyper er spesielt sårbare for svekkelse og/eller slaking når de utsettes for sykliske væte- og tørkeprosesser (ISRM 1979). Fenomenet er et resultat av skjærkrefter produsert av volumendringer assosiert med væting og tørking, og er ofte observert i bergmateriale som skifer, leirsteiner, blandingsbergarter og svakhetssoner (Panthi 2006). I vanntunneler blir bergmassen først utsatt for en «tørr» tilstand i konstruksjonsfasen for deretter å bli fylt med vann over en lenger periode. Derfor er det nødvendig å forstå samspillet mellom vann og bergmasse for å avverge kollaps med riktige sikringstiltak.

Både uforede og sprøytebetongforede vanntunneler som passerer gjennom svake bergarter er sårbare for ustabilitet grunnet svelling, slaking og disintegrering. Hovedårsaken bak dette er innhold av reaktive leirmineraler der materialet endrer egenskaper i kontakt med vann. I en del tilfeller er det nettopp kontakten med vann som driver omvandlingen av et i utgangspunktet kompetent materiale, hvor leirmineraler er et biprodukt. For eksempel er bergarter rik på feltspat ofte i faresonen for omvandling, siden feltspat lett omvandles til leirmineraler som kaolinitt, montmorillonitt og blandingsmineraler med smektitt (Blum 1994). I tillegg til det velkjente svellepotensialet til smektitt vil også andre mineraler kunne medføre utfordringer i kontakt med vann. Blant annet vil mineralene brusitt og krysotil, som er assosiert med serpentinitter, reagere med volumendringer og omvandling av komponenter i betong (Moore et al. 2001, Wypych et al. 2002). Dette er særdeles viktig å være klar over i tilfeller hvor man baserer bergsikring med bruk av sprøytebetong og bolter.

Som en del av forskningen på stabilitet av vanntunneler ble det i 2018 gjennomført mineralogiske analyser og disintegreringstester på bergmateriale hentet fra en tilløpstunnel under konstruksjon i Moglicë HPP i Albania. Mineralogisk komposisjon av alle prøver er gjort ved hjelp av X-Ray Diffraction (XRD) analyser, og «slake-durability» tester (ISRM 1979) er utført med 4 sykluser. Hensikten med testingen var å få en oversikt over den mineralogiske komposisjonen til de to ulike bergartene, og videre linke dette til disintegreringspotensialet ved eksponering for gjentatte sykluser med væting og tørking. Prosjektet er eid av Statkraft, og testene ble gjennomført ved det bergmekaniske laboratoriet ved institutt for geovitenskap og petroleum på NTNU.

OVERSIKT OVER PROSJEKTET OG MATERIALET

Prosjektet

Statkraft har erfart utfordrende geologi i flere av sine prosjekter bygd internasjonalt, hvor svelling og disintegrering av bergmasser har medført tunnelkollaps etter en tid i drift. Moglicë HPP (Figur 1) er lokalisert langs elven Devoll i Albania, og benytter seg av en høydeforskjell på 300 m. Tilløpstunnelen er 10.7 km lang som fører med seg vann med høyt trykk fra inntaket til kraftstasjonen med to turbiner som har en installert kapasitet på opptil 172 MW. Nedstrøms er tunnelen sikret med tykke lag av sprøytebetong, da den passerer svært svake partier med bergarter bestående av flysch og omvandlet serpentinit.

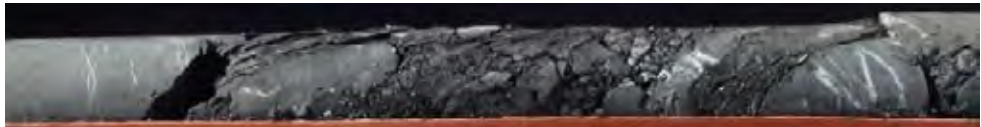


Figur 1: Kart over Moglicë HPP (UN-CDM 2016)

Området er dominert av flysch som er en sedimentær formasjon, og ofiolitter av magmatisk opphav (UN-CDM 2016). Ofiolittene består blant annet av svært degradert serpentinit. Som følge av sammensatt avsetningshistorikk og tektonisk bakgrunn er naturen til disse to bergartstypene komplekse, noe som medfører at de er vanskelige å karakterisere med eksisterende klassifiseringssystemer for bergarter (Selen og Panthi 2018).

Materialet

Materialet er hentet fra to ulike borehull parallell til tilløpstunnelen (BH-1 og BH-2), hvorav BH-1 går gjennom bergmasser av flysch og BH-2 gjennom serpentinit. Flyschen er karakterisert som vekselvis materiale bestående av sandstein, siltstein, skifer og leirstein (Figur 2). Materialet er svært heterogent og er en blanding av både sterke og svake bestanddeler, og leirmineraler er tilstede i flere av sekvensene (Selen og Panthi 2018).



Figur 2: Flysch fra BH-1, tilløpstunnel i Moglicë

Serpentinit dannes gjennom serpentinitisering, en prosess hvor vannfrie ferromagnetiske silikatmineraler, som pyroksen og olivin, omvandles til vannholdige silikatmineraler (Sandatlas 2018). Serpentin-mineraler sammen med andre grønnfargede omvandlingsprodukter, som talk og kloritt, er tilstede i stort omfang og fordelt i matriksen. I tillegg er krysotil (serpentin asbest) et vanlig biprodukt av omvandlingsprosessen, noen ganger sammen med brusitt.



Figur 3: Serpentinit fra BH-2, tilløpstunnel i Moglicë

Serpentinitt-prøvene fra BH-2 er delvis disintegrert (oppløst) ved uthenting (Figur 3), og ligger som biter av varierende størrelse i kjernebassene. Utover det er de relativt homogene med hensyn til farge og sammensetning.

Prøvene av flysch og serpentinit er kategorisert som to separate bergartstyper, til tross for at flysch-materialet består av flere underkategorier av materiale. For enkelthets skyld antas det at 1-2 meter av materiale er representativt for materialegenskapene i den sekvensen av bergmassen prøvene er hentet fra, og 1-2 meter materiale ansees derfor som 1 prøve. En oversikt over prøvene som er analysert og testet er gitt i Tabell 1.

Tabell 1: Oversikt over prøver

Prøvenavn	Bergart	Visuell karakteristikk
Flysch 6	Flysch	Homogen, intakt, sterk
Flysch 7	Flysch	Homogen, intakt, sterk
Flysch 8	Flysch	Heterogen, delvis disintegrert, svak
Flysch 9	Flysch	Heterogen, delvis disintegrert, svak
Flysch 10	Flysch	Heterogen, delvis disintegrert, svak
Flysch 11	Flysch	Heterogen, delvis disintegrert, svak
Serp 5	Serpentinitt	Homogen, disintegrert, moderat sterk
Serp 6	Serpentinitt	Homogen, disintegrert, moderat sterk
Serp 7	Serpentinitt	Homogen, disintegrert, moderat sterk
Serp 8	Serpentinitt	Homogen, disintegrert, moderat sterk

LABORATORIETESTENE

Mineralogisk analyse

Hensikten med den mineralogiske analysen, ved siden av å få en oversikt over komposisjon, er å avdekke bergartskomponenter som er sensitiv for vann og fuktighet. Mineraler som smektitt, kaolinit, kloritt og mika er lite motstandsdyktige mot forvitring, og et høyt innhold av slike mineraler vil kunne medføre større grad av degradering av materialet.

Komposisjonen til prøvene er gjort ved hjelp av XRD-analyse. Hvert mineral har et karakteristisk «fingeravtrykk» som sees som et diffraksjonsmønster som er sammenlignet opp mot en database av tusenvis av lagrede mineralfaser (Dutrow & Clark 2012). Identifisering og kvantifisering av mineraler blir så utført ved å sammenligne relative høyder på toppene til disse diffraksjonsmønstrene. Når prøvene er forvitret vil mineralstrukturen være helt eller delvis nedbrutt, noe som vanskeliggjør identifisering av de opprinnelige mineralene. Diffraksjonsmønsteret vil da være preget av brede «topper», også kalt amorfe faser.

Hver prøve er knust ned til pulver, hvor en bulk-analyse av mineralogisk innhold er utført med en Bruker D8 ADVANCE. Identifisering av krystallinske faser er utført med en DIFFRAC.SUITE.EVA software kombinert med en PDF-4+ database. Kvantifisering er gjort ved hjelp av Rietveld-analyser med en nøyaktighet på 1-2 %. Det er kun krystallinske faser som er mulige å kvantifisere, men det er likevel mulig å gjøre en semi-kvantitativ analyse av amorfe faser. På den måten kan man antyde hvilke mineraler som har vært til stede, men dette er en prosedyre med stor usikkerhet. Likevel kan man hente ut informasjon om relativ grad av forvitring på prøvene, som er verdifullt i seg selv. Videre kan man separere ut finstoffet fra prøvene (<6 µm) og behandle dette med etylen-glykol for å identifisere svellende

leirmineraler. Kvantifisering gjøres i noen tilfeller, men usikkerheten er såpass stor at det her kun er gjort identifisering av eventuelle svellende materialkomponenter.

Slake-durability

Slake-durability indeksen (SDI) er en måling av en bergarts evne til å motstå degradering og disintegring ved eksponering for gjentatte sykluser med væting og tørking (Panthi 2006). Det er velkjent at en SDI-test ikke direkte vil predikere denne egenskapen til en bergmasse in-situ over lengre tid, men at den gir resultater som kan brukes som en pekepinn på relative ulikheter hva angår aggressiviteten til nedbrytingsprosessen mellom ulike bergarter når de kommer i kontakt med vann (Franklin & Chandra 1972). I følge ISRM (1979), er slake-durability indeksen definert etter to sykluser med væting og tørking, og kalkuleres som den prosentvise raten mellom tørt materiale etter test og tørt materiale før test:

$$SDI_2 = \frac{C_2 - D}{A - D} \times 100 \quad (1)$$

I ligning (1) er SDI_2 slake-durability indeksen etter to sykluser med rotering i vann i 10 minutter og påfølgende tørking, A er tørr vekt av ti jevnstore biter på hver 40-60 gram av bergmateriale (tørket på 105 °C inntil total dehydrering) pluss vekten av trommel, C_2 er vekten av det gjenværende, tørkede materialet etter den andre syklusen pluss vekten av trommel, og D er vekten til trommelen.

I arbeidet med denne studien er prosedyren til ISRM (1979) fulgt, med unntaket at fire sykluser er utført i stedet for to (Panthi, 2006; Selen og Panthi, 2018). Dette fordi det er ønskelig å vite utviklingen av nedbrytingen over lengre tid enn det som er foreslått i prosedyren. Ligning (1) kan med enkelhet omskrives til å gjelde for flere sykluser, på følgende måte:

$$SDI_i = \frac{C_i - D}{A - D} \times 100 \quad (2)$$

I ligning (2) er SDI_i slake-durability indeksen etter syklus nummer i og C_i er vekten av det gjenværende, tørkede materialet etter syklus nummer i .

I prepareringsprosessen er det viktig at man forsøker å oppnå så jevnstore og sfæriske biter som mulig av prøvene som skal testes, noe som er tilstrebet i denne studien. Likevel er det vanskelig å unngå kanter og hjørner på noen prøver på grunn av at materialet er skifrig og/eller svakt. To eksempler på ferdigpreparerte prøver er vist i Figur 4.



Figur 4: Preparerte prøver til slake-durability test; serpentinit (venstre) og flysch (høyre)

Selve prosedyren utføres ved at prøvene er plassert i en rengjort trommel med maskeåpninger på standardiserte 2 mm, og trommel med prøver tørkes i ovn på 105 °C til konstant vekt (A) er oppnådd. Deretter plasseres trommel og prøver i et kar med vann som holder 20-25 °C, og

trommelen roterer med en hastighet på 20 rpm i 10 minutter. I denne prosessen vil noe av materialet slakes bort og havne i karet, så lenge det passerer maskeåpningene på 2 mm. Trommelen med det gjenværende materialet tørkes så på nytt til konstant vekt (C_i), og prosedyren repeteres i ganger. Den tørre vekten etter siste syklus (C_i) registreres, og SDI_i kan regnes ut.

RESULTATER

Mineralogisk analyse

Basert på resultatene fra XRD-analysen, er hovedkomponentene i flysch-prøvene kvarts, kloritt, kalsitt, plagioklas og mika, i tillegg mindre mengder av k-feltpat. Komposisjonen til de ulike prøvene varierer, hvor høyere innhold av kvarts og plagioklas korresponderer med mindre innhold av mika, kloritt og amorfe faser, og omvendt. Fire av seks prøver inneholder svellende leire, identifisert som korrensitt, som er et blandsjiktmineral av smektitt og kloritt. Resultatene er gitt i Tabell 2.

Tabell 2: Resultat av XRD-analyse (flysch prøver)

Prøve	Semi-kvantitativ analyse*			Kvantitativ analyse av krystalline faser					
	Kryst. faser	Amorfe faser	Svelle-leire**	Kalsitt	Kloritt	K-feltpat	Mika	Plagio-klas	Kvarts
Flysch 6	77	23	yes	19	8	3	5	17	48
Flysch 7	72	28	yes	19	12	3	6	17	43
Flysch 8	63	37	yes	40	23	1	7	6	23
Flysch 9	60	40	no	21	27	2	14	11	25
Flysch10	57	43	yes	17	32	2	14	11	24
Flysch11	52	48	no	15	30	1	20	12	22

* Krystalline og amorfe faser er kalkulert prosentvis basert på hele prøven

** Korrensitt er det eneste detekterte mineralet med kjent svellepotensial, ikke kvantifisert

Det var vanskelig å kvantifisere materialkomponentene til serpentinit-prøvene siden diffraksjonsmønsteret i XRD-analysen var svært amorfe. Dette indikerer at store deler av mineralstrukturen er ødelagt og høy grad av forvitring av bergmaterialet. Det er likevel gjort et forsøk på å kvantifisere mineralene i prøvene, men det understrekes at dette er anslagsvis og høyst usikre tall. Hovedkomponentene som er anslått er krysotil, lizarditt, kaolinitt og nepouitt, med mindre mengder pyrope, brusitt, kalsitt, dolomitt og magnetitt. En prøve (Serp 6) inneholder i tillegg enstatitt og fosteritt. Krysotil og lizarditt er nært beslektet og har overlappende diffraksjonsmønster som er vanskelig å skille fra hverandre, derfor er totalen av disse to i stedet angitt. Kun en prøve har svellende leire i seg (Serp 5), gjenkjent som korrensitt. Resultatene er gitt i Tabell 3.

Tabell 3: Resultat av XRD-analyse (serpentinit)

Prøve	Anslagsvis fasefordeling*		Anslagsvis kvantifisering av krystalline faser							
	Kryst. faser	Amorfe faser	Brusitt	Kloritt	Krys. + Liz.	Enst./ Fost.	Kaoli- nitt	Magne- titt	Nepo- uitt	Pyrope
Serp 5	43	57	2	20	30		29	1	9	5
Serp 6	42	58	2	12	23	7 / 25	19	1	4	5
Serp 7	44	56	1	26	42		22	4	5	
Serp 8	42	58	2	27	46		18	2	6	

* Krystalline og amorfe faser er kalkulert prosentvis basert på hele prøven

Slake-durability

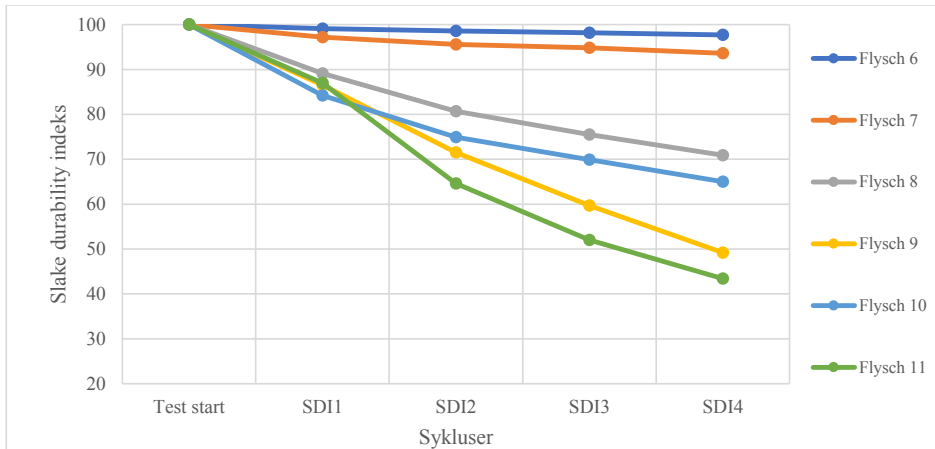
For hver syklus er SDI-verdien regnet ut og plottet grafisk, på den måten vises utviklingen av slakingen over tid. Resultatene inkludert ISRM (1979) sin klassifisering av motstandsdyktighet mot disintegrering er angitt i Tabell 4.

Tabell 4: ISRM slake-durability indeks resultater

Sample	Slaking kalkulert etter hver syklus (SDI _i)				Klassifisering*
	SDI ₁	SDI ₂	SDI ₃	SDI ₄	
Flysch 6	99,1	98,6	98,2	97,7	Høy
Flysch 7	97,2	95,6	94,8	93,6	Moderat høy
Flysch 8	89,1	80,7	75,5	70,9	Moderat
Flysch 9	86,5	71,5	59,7	49,2	Lav
Flysch 10	84,2	74,9	69,9	65,0	Moderat
Flysch 11	87,0	64,6	52,0	43,4	Lav
Serp 5	98,4	97,2	95,9	94,9	Moderat høy
Serp 6	97,4	95,4	93,4	92,1	Moderat høy
Serp 7	96,9	95,4	94,4	93,4	Moderat høy
Serp 8	96,9	93,8	92,3	90,0	Moderat høy

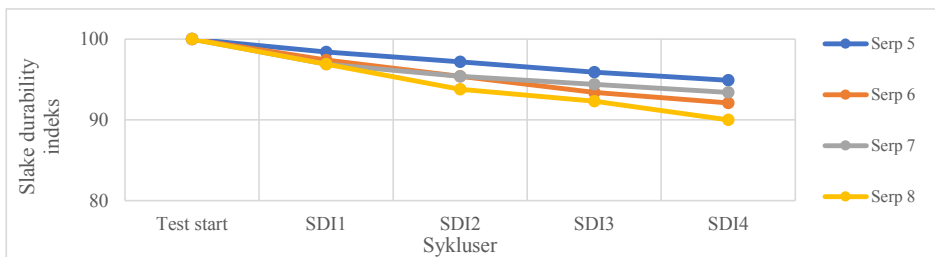
* ISRM (1979) definerer slake-durability (SDI) som følgende: 98 – 100 som veldig høy, 95 – 98 som høy, 85 – 95 som moderat høy, 60 – 85 som moderat, 30 – 60 som lav og < 30 som veldig lavt

To av flysch-prøvene (Flysch 6 og Flysch 7) viser lav grad av disintegrering gjennom repeterte sykluser med væting og tørking. De øvrige prøvene viser moderat til høy grad av disintegrering, hvor prosessen ser ut til å fortsette for hver syklus. Resultatene er vist grafisk i Figur 5.



Figur 5: Slake-durability resultater (flysch)

Serpentinitt-prøvene viser alle moderat høy motstandsdyktighet mot disintegrering, men prosessen ser ut til å fortsette for hver syklus også her. Resultatene er vist grafisk i Figur 6.



Figur 6: Slake-durability resultater (serpentinitt)

DISKUSJON OG KONKLUSJON

En direkte link mellom mineralogi og slake-durability er ikke verifisert, siden flere faktorer kan spille inn på resultatene. Svakheter ved XRD-analysen gjør også at det er vanskelig å gjøre kvantitative sammenligninger mellom mineralinnhold og slaking. Likevel viser studien at økt tilstedeværelse av omvandlingsmineraler som korrensitt, brusitt, kaolinitt, krysotil og leirmineraler gjenspeiles i lavere motstandsdyktighet mot repeterte sykluser av væting og tørking. Videre antyder resultatene at økt grad av forvitring medfører lavere motstandsdyktighet, noe som vil ha stor betydning for stabilitet av vanntunneler som passerer forvitrede og omvandlede bergmasser.

Basert på denne studien viser det seg at flysch og serpentinit har en redusert motstandsdyktighet mot degradering når de utsettes for væting og tørking. I tillegg inneholder serpentiniten brusitt, som potensielt kan reagere med betong brukt i sikringsøyemed av tunneler. Den kontinuerlige degraderingen av begge bergartene ved repeterte sykluser viser at det er svært viktig å ha kunnskap om disintegreringspotensialet til svake bergarter når man dimensjonerer sikring for undergrunnsprosjekter som skal vare over tid.

REFERANSER

Blum A.E. (1994) "Feldspars in Weathering". Parsons I. (eds) Feldspars and their Reactions. NATO ASI, Series C: Mathematical and Physical Sciences), vol 421. Springer, Dordrecht.

Dutrow B.L. & Clark C. M. (2012) "X-ray Powder Diffraction (XRD)". (web page)
URL: http://serc.carleton.edu/research_education/geochemsheets/techniques/XRD.html
[Retrieved September 2016]

Franklin J.A. & Chandra R. (1972) "The slake durability test", International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics, Volume 9, Issue 3, p. 325-328.

ISRM (1979) "Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties: Part 1: Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties". International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts 16(2): 143-151.

Moore D., Lockner D.A, Iwata K., Tanaka H. & Byerlee J.D (2001) "How Brucite may Affect the Frictional Properties of Serpentine", USGS Open-File Report 01-320.

Panthi K.K. (2006) "Analysis of engineering geological uncertainties related to tunnelling in Himalayan rock mass conditions", Doctoral thesis, Norwegian University of Science and Technology Faculty of Engineering Science and Technology Department of Geology and Mineral Resources Engineering.

Sandatlas (2018) "Serpentine" (webpage). URL: <http://www.sandatlas.org/serpentine/>
[Retrieved 10.April 2018]

Selen L. og Panthi K.K. (2018) "Influence of slaking and disintegration effect on the stability of water tunnels for hydropower". Proceedings of ARMS10: the 10th Asian Rock Mechanics Symposium, the ISRM International Symposium for 2018, Singapore, pp. 1-9.

UN-CDM (2006) "Devoll Hydropower (DHP), Albania" (PDF) URL:
http://cdmloanscheme.org/sites/default/files/5577_pdd_devoll_hydropower_dhp_albania.pdf
[Retrieved 10. April 2018]

Wahlstrøm, E.E. (1973) "Tunneling in rock", Elsevier Scientific Publishing Company

Wypych F., Schreiner H.W. & Marangoni R. (2002) "Covalent Grafting of Ethylene Glycol and Glycerol into Brucite", Journal of Colloid and Interface Science 253, 180–184.
doi:10.1006/jcis.2002.8489

NUMERISK MODELLERING – RS2 VS UDEC

Numerical modeling – RS2 vs UDEC

Anders Bergum, Ingeniørgeolog, Sweco Norge AS

SAMMENDRAG

Numerisk modellering benyttes ofte som et supplement til ingeniørgeologiske vurderinger. De mest vanlige metodene innenfor dette er «Finite element method» (FEM) og «Distinct element method» (DEM). Hvilken metode som er best egnet avhenger av flere faktorer, blant annet oppsprekingsgrad og hvilke bruddmekanismer som forventes. Basert på en case-studie av en underjordisk holdeplass på Bybanen i Bergen har det blitt utført numerisk modellering ved bruk av programvarene RS2 (FEM) og UDEC (DEM). Resultatene fra case-studien viser at programvarene gir noe forskjellige resultater og at de kan benyttes til å modellere forskjellig typer mekanismer i bergmassen.

SUMMARY

Numerical modeling is often used as a supplement to engineering geological assessments. The most common methods with respect to this are Finite element method (FEM) and Distinct element method (DEM). The choice of which method to use depends on several factors, including joint density and the expected failure mechanism. Based on a case study of an underground station on Bergen light rail, numerical modeling has been conducted using the software packages RS2 (FEM) and UDEC (DEM). The results from the case study show that the software yields somewhat different results and that they can be used to model different types of mechanisms in the rock mass.

INNLEDNING

Bergteknisk prosjektering gjøres i henhold til Eurokode 7 ofte etter «konstruktive tiltak» (NBG, 2011), altså prosjektering basert på erfaring fra sammenlignbare prosjekter. I spesielle tilfeller, som ved spesielt dårlig bergmassekvalitet, komplekse bergrom eller store bergrom vil det som regel være et begrenset erfaringsgrunnlag. Derfor vil det være nødvendig å supplere de ingeniørgeologiske vurderingene med andre metoder, slik som beregningsmetoder. I denne sammenheng er det ofte nyttig å benytte numeriske modeller.

Numerisk modellering kan utføres ved bruk av flere forskjellige metoder. Blant disse finnes «Finite element method» (FEM) og «Distinct element method» (DEM). Begge disse metodene brukes innenfor bergmekanikk, men virker på noe forskjellige måter. Hovedforskjellen på metodene er at FEM baserer seg på antagelsen om at bergmassen er et kontinuerlig medium, mens DEM tillater modellering av fysiske diskontinuiteter.

FEM og DEM er egnet for forskjellige typer oppgaver. Hvilken av metodene man skal benytte avhenger av flere forskjellige faktorer. Artikkelforfatteren har våren 2019 skrevet masteroppgave om dette temaet (Bergum, 2019). Dette ble gjort gjennom en case-studie av Haukeland holdeplass på Bybanen i Bergen. Denne artikkelen oppsummerer de viktigste resultatene fra denne oppgaven.

TEORI

FEM og DEM baserer seg på matematiske modeller for å beregne spenninger og deformasjoner i bergmassen. I disse modellene benyttes inngangsparametre for bergrommets

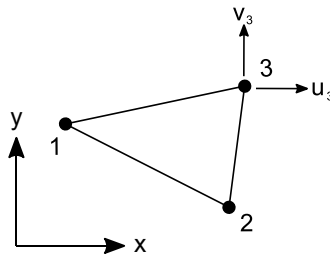
geometri, samt egenskaper for bergmassen og bergsikringen. I DEM benyttes også inngangsparametere tilknyttet sprekkens egenskaper.

Finite element method

Finite element method (FEM) er den mest benyttede metoden for numerisk analyse av bergmekaniske problemstillinger. Metoden fungerer ved at man betrakter bergmassen som et kontinuerlig medium uten diskontinuiteter. Deretter deles den opp i små elementer, der hvert element kan gis visse egenskaper. Påvirkningen av oppsprekking på bergmassens egenskaper tas inn ved å bruke bergmasseparametere som er svakere enn for intakt berg. Teorien tilknyttet FEM i 2D er blant annet gjengitt av (Nordal, 2018)

Numerisk analyse ved hjelp av FEM gjøres ofte ved å analysere et 2D-snitt av bergmassen. For å modellere en tredimensjonal bergmasse i to dimensjoner må det gjøres visse antagelser. Plan tøyningstilstand er den vanligste antagelsen, og benyttes der tøyningen normalt på planet man modellerer er neglisjerbar. Denne antagelsen passer for eksempel godt for en rett, horisontal tunnel. Modellen antas å ha en uendelig utstrekning inn i planet. Det antas dermed at hverken geometri, spenningstilstand eller bergmasseparametere endrer seg i denne retningen. Dette vil sjelden være tilfelle i praksis, men vil kunne være en god approksimasjon for problemene det er aktuelt å undersøke.

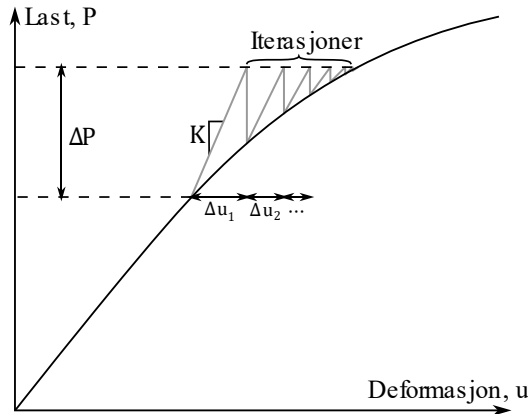
For å sette opp den matematiske modellen for FEM deles bergmassen opp i elementer (figur 1). Disse er som oftest trekantformede. Hvert element inneholder noder. Disse kan være plassert i hjørner, langs kantene og inne i elementet. Det er her krefter og deformasjoner påføres i modellen. Elementer som ligger inntil hverandre deler noder, noe som gjør at det blir en kontinuitet i krefter og deformasjon mellom elementer i disse nodene.



Figur 1: Illustrasjon av et FEM-element med tre noder.

Hver node har mulighet til å bevege seg i to retninger i planet (langs x- og y-aksen, se figur 1). Det virker også krefter i x- og y-retning i hver node. Krefter og forflytning av nodene er knyttet sammen av stivhetsmatrisen $\mathbf{K}$. Det matematiske problemet for å beregne spenninger og deformasjoner settes dermed forenklet sett opp som en stor matriseligning. Elementene i stivhetsmatrisen beregnes ut ifra deformasjonsparametere, typisk E-modul og Poissons tall.

I tillegg til elastiske deformasjoner vil det i bergmassen også i stor grad oppstå plastiske (irreversible) deformasjoner etter utsprenkning. Disse beregnes i FEM ved hjelp av en iterasjonsprosess. Denne iterasjonsprosessen fungerer ved at lastendringer i modellen gjennomføres i flere lasttrinn. Innad i hvert lasttrinn gjennomføres iterasjoner for å komme fram til endelig deformasjon som følge av lasttrinnet. Dette er illustrert i figur 2.



Figur 2: Illustrasjon av påføring av et lasttrinn (ΔP). En iterasjonsprosess benyttes for å beregne de elastiske og plastiske deformasjonene (Δu) som oppstår ved påføring av lasttrinnet.

Det er også mulig å implementere sprekker i FEM. I praksis fungerer dette ved å legge inn tynne firkantede elementer som tilegnes styrke og deformasjonsegenskaper. Ulempen med dette er at det ved bruk av FEM ikke er mulig å oppdage nye kontaktpunkter mellom forskjellige blokker som kan oppstå ved større deformasjoner. Det kan også oppstå numeriske problemer om det legges inn svært mange sprekker (Itasca, 2011).

Distinct element method

Distinct element method (DEM) er en mye brukt metode innen numerisk modellering for bergmekanikk. Denne metoden skiller seg fra FEM på flere måter. De viktigste forskjellene er kanskje at DEM er designet for å legge inn sprekker eksplisitt i modellen, samt at det er mulig å gjennomføre en realistisk modellering av store deformasjoner.

Teorien tilknyttet DEM er blant annet presentert av Itasca (2011). Metoden baserer seg på at bergmassen deles opp i adskilte blokker. Dette gjøres ved å legge inn fysiske sprekker i modellen. Disse sprekkenes avgrensning av blokker. Blokkene kan gjøres deformerbare eller betraktes som stive blokker.

Deformasjoner i DEM beregnes basert på Newtons andre lov. Beregningene gjøres i små tidssteg, der hvert tidssteg blant annet består av beregning av krefter, akselerasjoner og hastigheter for blokker. I hvert tidssteg oppdateres også posisjonen til blokkene. Dette skiller seg fra FEM, der det antas at forflytningen av nodene er så små at den kan neglisjeres. Ved forflytning av blokker kan det oppstå nye kontaktpunkter. Dette oppdages automatisk i DEM. På denne måten er det mulig å modellere realistiske mekanismer som oppstår i blokkige bergmasser.

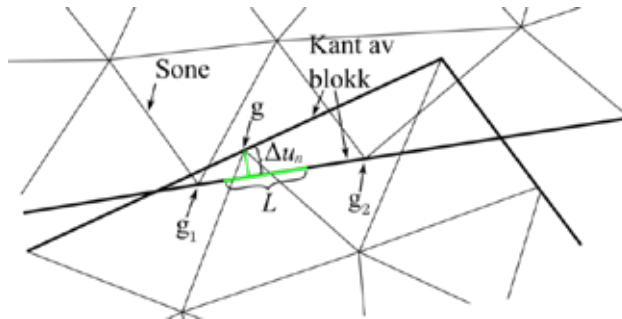
Ved bruk av den enkleste materialmodellen for sprekker beregnes kontaktkrefter mellom blokker ut ifra:

$$\Delta \sigma_n = -k_n \Delta u_n$$

$$\Delta \tau = -k_s \Delta u_s$$

der σ_n er normalspenning på sprekken, τ er skjærspenning. k_n og k_s representerer sprekkenes normalstivhet og skjærstivhet. u_n og u_s representerer deformasjon i retningen normalt på og parallelt med sprekken. Deformasjonen i normalretningen foregår ved at det oppstår en liten overlapp mellom blokkene. Dette er illustrert i figur 3. Konstante verdier for k_n og k_s er ikke

representativt for faktisk deformasjon av sprekker. I praksis vil k_n øke med u_n og k_s vil avta med økt u_s . Derfor må det gjøres en vurdering av representative verdier for disse parameterne i hvert enkelt tilfelle.

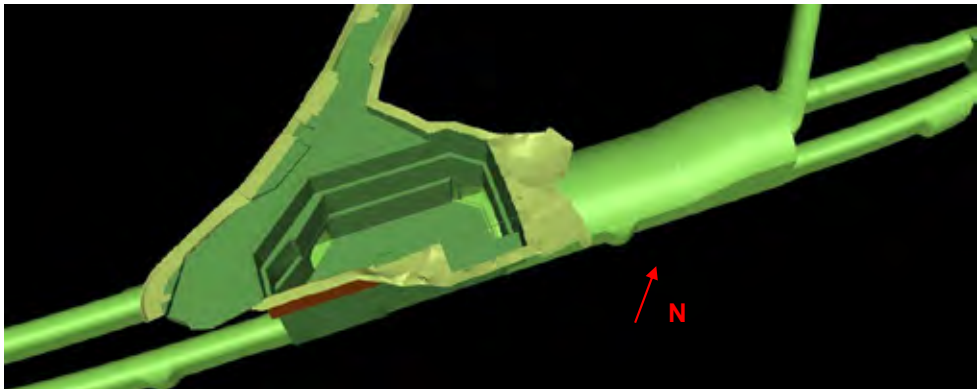


Figur 3: Normal deformasjon (Δu_n) og lengde (L) assosiert med et kontaktpunkt mellom to blokker. g representerer noder i deformerbare blokker.

CASE: HAUKELAND HOLDEPLASS

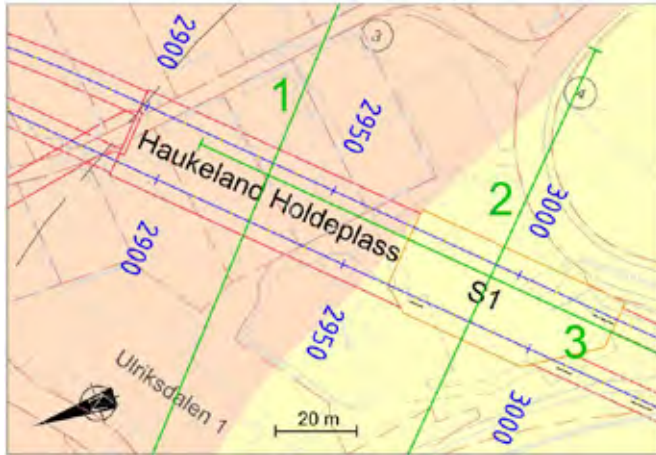
I forbindelse med utbygging av Bybanen i Bergen bygges det en underjordisk holdeplass ved Haukeland universitetssykehus. Numerisk modellering av denne holdeplassen har blitt gjennomført med programvarene RS2 (FEM) og UDEC (DEM) av Bergum (2019). I forbindelse med denne modelleringen har det blitt foretatt en sammenligning av disse programvarene.

Holdeplassens geometri er vist i figur 4. Selve stasjonshallen er ca. 23 meter bred. Adkomst til stasjonen går gjennom en gangtunnel mot nord og gjennom en sjakt (S1). Sjakta er ca. 50 m lang og 25 m bred og 25-35 m dyp. I sørvest kommer det to enkeltspottunneler inn i sjakta.



Figur 4: Bergum tilknyttet Haukeland holdeplass. Til venstre er sjakt S1. Til høyre for dette er stasjonshallen med adkomst fra nord. Selve sjakta er ca. 50 m lang og 25 m bred. 3D-modell: Sweco.

Modelleringen av Bergum (2019) er foretatt i 3 snitt, både i RS2 og i UDEC. Disse er vist i figur 5. Snitt 1 går gjennom stasjonshallen, snitt 2 går gjennom langveggene i sjakta, mens snitt 3 går gjennom kortveggene i sjakta. Disse er analysert ved bruk av forskjellige GSI-verdier i RS2 og ved forskjellige sprekkegeometrier i UDEC.



Figur 5: Oversikt over snitt analysert i RS2 og UDEC. Kartdata fra (Sweco, 2018).

Bergmassen i området består av mylonittisk og kvartsittisk gneis. Kartlagte GSI-verdier varierer mellom 25 og 65 (Bergum, 2019). Sprekkeavstanden varierer også mye, men er generelt mellom 15 og 35 cm. Sprekkeutholdenheten ligger typisk mellom 1,5 og 2,5 m. Foliasjonssprekkene har likevel ofte svært stor utholdenhet.

Inngangsparametre

Sweco (2018) og Bergum (2019) har utført ingeniørgeologiske og bergmekaniske undersøkelser i tilknytning til holdeplassen. Dette arbeidet har dannet grunnlaget for modelleringen i RS2 og UDEC.

Resultater fra bergspenningsmålinger ved hydraulisk splitting er vist i tabell 1. De horisontale spenningene er relativt store sammenlignet med de teoretiske vertikalspenningene. Målingene tilsvarer en spenningsgradient (K_0) tilsvarende 5,2 i borehull KBH5 og 4,1 i borehull KBH7. I analysene har en spenningsgradient på $K_0 = 4,1$ blitt benyttet.

Tabell 1: Resultater fra bergspenningsmålinger (Sweco, 2018). Største horisontalspenning: σ_H , minste horisontalspenning: σ_h , teoretisk vertikalspenning: σ_v . Retningen for største hovedspenning er ca. 160° .

Borehull	Måledyp (m)	σ_H (MPa)	σ_h (MPa)	σ_v (MPa)
KBH5	36,6	5,1	3,5	1,0
KBH7	17,5	1,9	1,1	0,5

Basert på laboratorieundersøkelser har det blitt foretatt en kvantifisering av styrke og deformasjonsparametre for intakt berg (Sweco, 2018). Resultatene er benyttet både for RS2- og UDEC-modelleringen. En oppsummering av disse parameterne er presentert i tabell 2.

Tabell 2: Inngangsparametre for intakt berg basert på laboratorieundersøkelser. Hoek-Brown-parameteren, m_i , er basert på erfaringsdata i RS2.

Parameter	Verdi
Enaksiell trykkfasthet, σ_{ci}	159 MPa
E-modul	67,6 Gpa
Poissons tall	0,17
Hoek-Brown-parameter, m_i	28
Tetthet	2700 kg/m ³

Flere modeller med bergsikring har blitt analysert. Bergsikring er lagt inn i form av bolter og sprøytebetong. En oppsummering av inngangsparametre for bolter er vist i tabell 3, og for sprøytebetong i tabell 4.

Tabell 3: Inngangsparametre for bolter

Parameter	Verdi
Diameter	25 mm
E-modul	200 Gpa
Strekkestyrke	220 kN
Bolteavstand	1,5 m

Tabell 4: Inngangsparametre for sprøytebetong

Parameter	Verdi
Tykkelse	10 cm
E-modul	34 Gpa
Poissons tall	0,2
Enaksiell trykkfasthet	35 MPa
Strekkestyrke	3,2 MPa

I de kontinuerlige modellene i RS2 er analysene utført ved en elasto-plastisk materialmodell med generalisert Hoek-Brown bruddkriterium (Hoek & Brown, 2018). Parametere for bergmassens egenskaper er beregnet ut ifra GSI-verdier på 60, 45 og 35. Sammen med verdier fra tabell 2 har dette dannet grunnlaget for beregning av Hoek-Brown-parameterne. Residualverdier for bergmassens styrke er beregnet ved å redusere GSI-verdien til $GSI_r = GSIe^{-0,0134GSI}$ (Cai, et al., 2007).

I UDEC benyttes inngangsparametre for både sprekker og blokker. For blokkene er det benyttet en elastisk materialmodell, da det ikke er forventet at det skal oppstå brudd i intakt berg. Derfor er deformasjonsparametere i tabell 2 benyttet direkte for blokkene.

Sprekkegeometrien legges også inn i UDEC. I 2D-antagelsen antar man at sprekkenes strøk står vinkelrett på snittet. Dette er sjelden tilfredsstilt. Derfor er representative verdier for fall lagt inn i hvert snitt. I enkelte snitt er også skjæringslinja mellom to sprekesett lagt inn som en sprekeflate. For å modellere effekten av oppsprekking er det gjort undersøkelser av snitt med både ett og to sprekesett. Dette antas å representere en øvre og nedre grense for stabiliteten.

Det er kartlagt tre sprekesett. I tillegg er det noen tilfeldige sprekker. En oppsummering av sprekeretningene er presentert i tabell 5. Oppsprekkingen er stedvis svært tett.

Tabell 5: Omtrentlige sprekeretninger rundt stasjonsområdet.

Sprekesett	Fallretning (°)	Fall (°)
Foliasjon, F	41	39
Sprekesett 1, SP1	270	85
Sprekesett 2, SP2	139	85

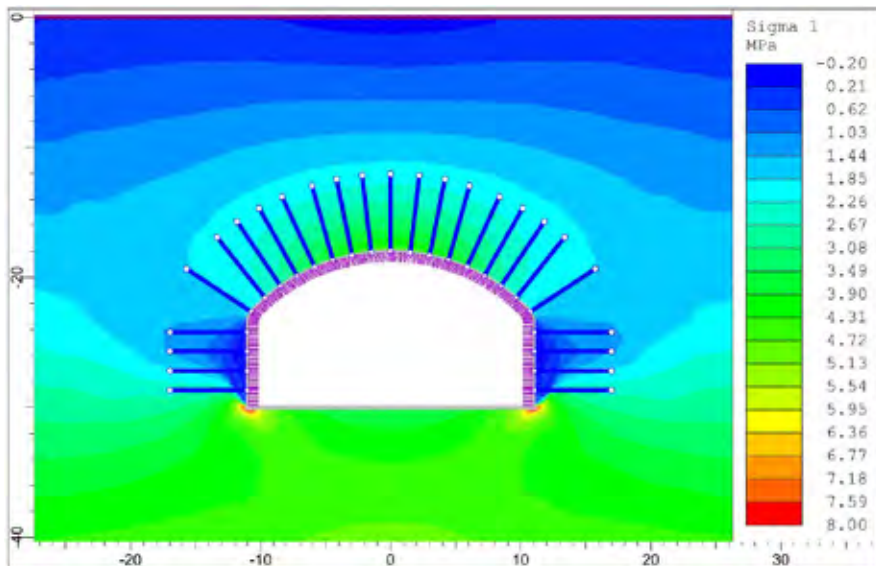
Bergum (2019) har gjort innsamling av sprekkeedata til Barton-Bandis bruddkriterium (Barton & Choubey, 1977). Feltdataene gir ikke noe grunnlag for å tilegne en forskjellig skjærstyrke for de forskjellige sprekesettene. I selve modelleringen i UDEC er Mohr-Coulomb bruddkriterium benyttet for å analysere sprekkenes skjærstyrke. Beregningen av friksjonsvinkel og kohesjon er basert på en regresjonstilpasning av Mohr-Coulomb-linjen til bruddkurven basert på kartlagte JRC- og JCS-verdier. En oppsummering av inngangsparametere for sprekker er gitt i tabell 6.

Tabell 6: Inngangsparametre for sprekker i UDEC

Parameter	Verdi
JRC	4
JCS	150 Mpa
Residualfriksjonsvinkel, ϕ_r	29°
Normalstivhet, k_n	100 GN/m
Skjærstivhet, k_s	20 GN/m
Friksjonsvinkel, ϕ	36,4°
Kohesjon	0,03 Mpa
Dilatans, i	4°

Resultater RS2

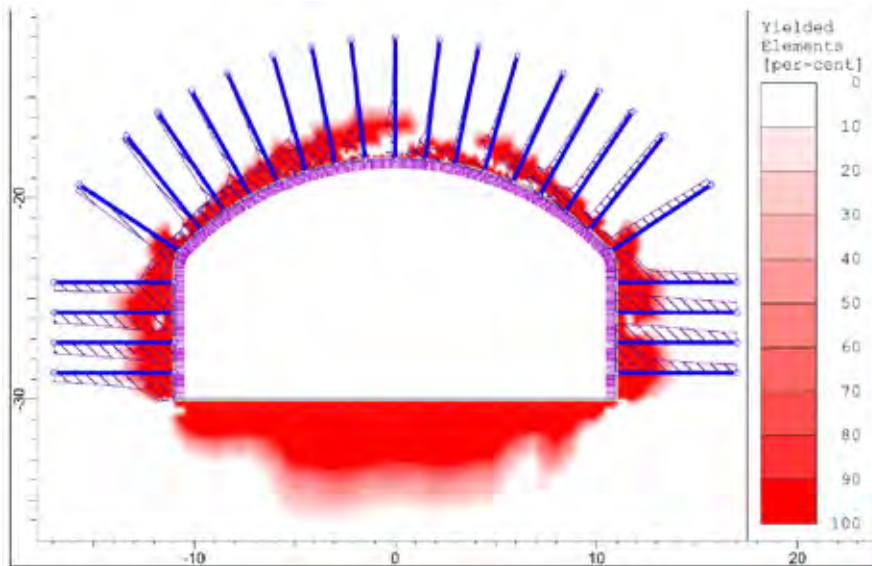
Største hovedspenning, σ_1 , rundt stasjonshallen (ved GSI = 60) er vist i figur 6. Som vist i figuren er det store spenningsavløste partier i veggene. De store in-situ horisontalspenningene fører til en gunstig spenningsdistribusjon i hengen. De største spenningene opptrer i hjørnene mellom veggene og sålen, og er på 17,78 MPa. Dette vil i praksis være et område der man ikke forventer store stabilitetsutfordringer. De største spenningene i hengen er rundt 5 MPa. De laveste spenningene er på -0,13 MPa og oppstår i veggene.



Figur 6: Største hovedspenning rundt stasjonshallen. GSI = 60.

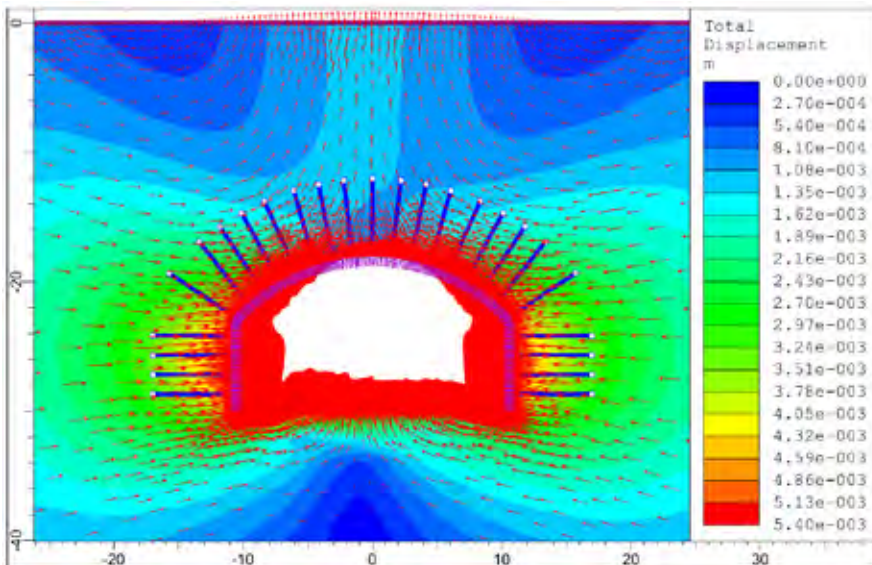
Bruddutvikling i modellen med GSI = 35 er vist i figur 7. Som vist oppstår det noe brudd rundt konturen. Bruddutviklingen i hengen er begrenset av den gunstige effekten av store horisontalspenninger.

Figur 7 viser også belastning på boltene. Største belastning på boltene er 0,152 MN. Dette er gått under kapasiteten på 0,22 MN. Den største belastningen oppstår nær konturen. Her oppstår det plastiske deformasjoner på grunn av bruddutvikling. Utenfor den plastiske sonen er deformasjonene lavere slik at boltene ligger langt under modellert kapasitet.



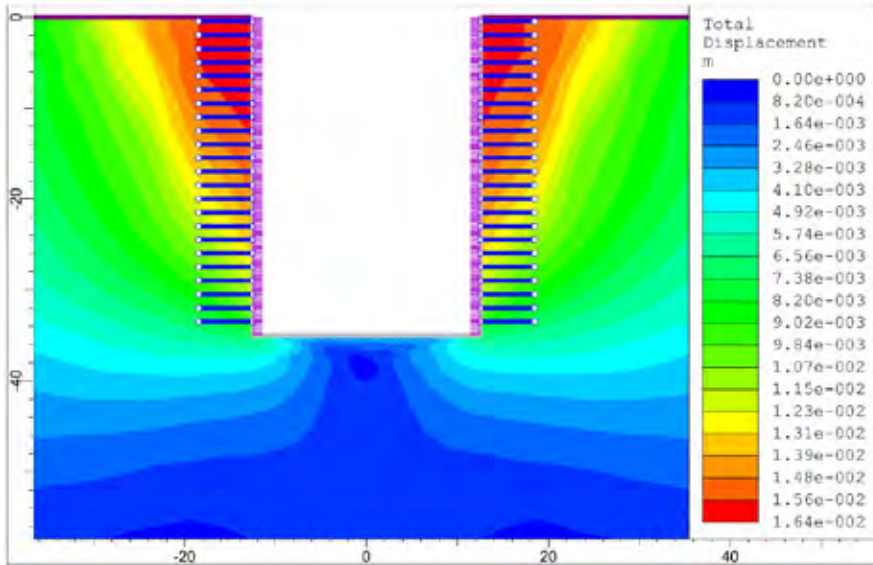
Figur 7: Bruddutvikling rundt stasjonshallen. Aksialkraft-distribusjon langs boltene vises også. Maksimal aksial kraft på boltene er 0.152 MN. GSI = 35.

Deformasjon i modellen med GSI = 35 er vist i figur 8. Som vist fører de store horisontalspenningene til at bergmassen presses noe oppover over stasjonshallen. De største deformasjonene opptrer i veggene. Den største modellerte deformasjonen er på 5,39 mm.



Figur 8: Deformasjon i modellen av stasjonshallen. Pilene viser retningen av deformasjonen. Maksimal deformasjon er 5,39 mm. GSI = 35.

Deformasjonen fra analysen av sjakta med $GSI = 35$ er presentert i figur 9. Maksimal deformasjon er 16,4 mm i toppen av sjakta. Belastningen på boltene er under kapasiteten. Dermed har ingen av boltene gått i brudd.



Figur 9: Deformasjon i modellen av langveggene i sjakta. Deformasjonen i veggene er tilnærmet horisontal. Maksimal deformasjon er 16,4 mm. $GSI = 35$.

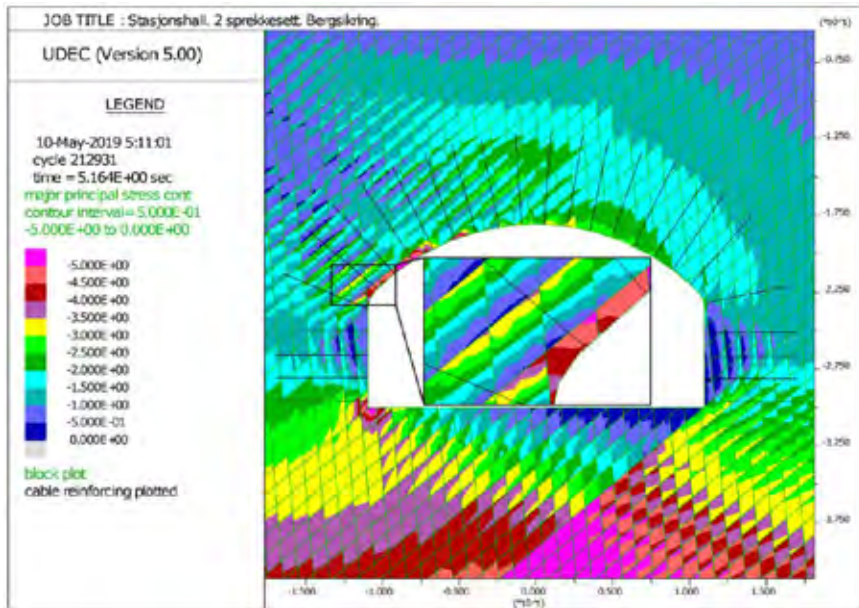
Resultater UDEC

Beregninger av største hovedspenning rundt stasjonshallen er vist i figur 10. Det er svært lave spenninger i veggene (ned mot 0 MPa). De største spenningene i hengen er rundt 5 MPa. Dette er sammenlignbart med resultatene fra stasjonshallen i RS2. Til motsetning fra resultatene fra RS2 er ikke spenningsfordelingen i UDEC symmetrisk. Dette er på grunn av at sprekkegeometrien ikke er symmetrisk.

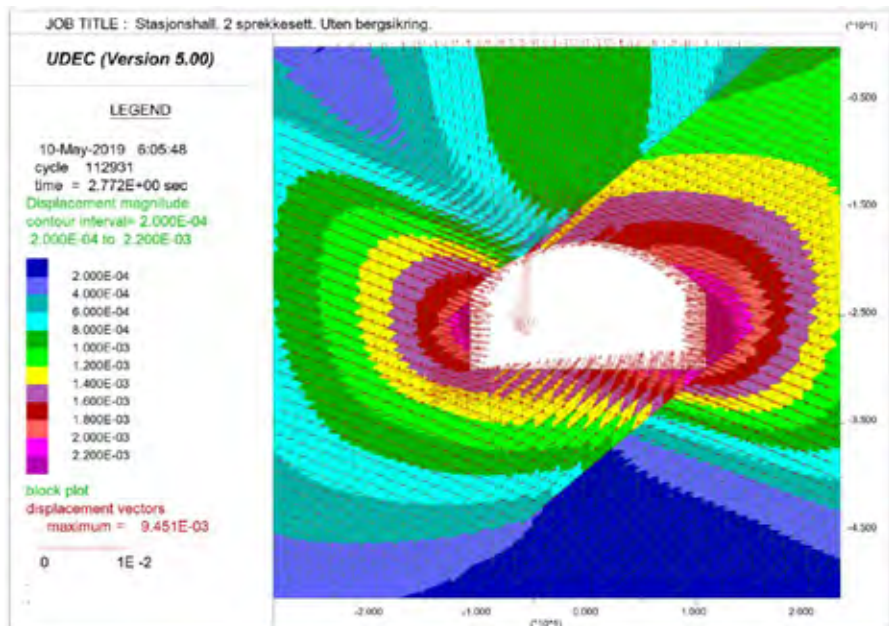
Utklippsområdet i figur 10 viser en lokal variasjon i spenningene inne i blokkene. Den delen av blokkene som er lengst unna konturen opplever trykk, mens partiene nærmest konturen opplever strekk. Dette er sammenlignbart med interne spenninger i en bjelke, og kommer av at «bjelken» bøyes inn mot konturen. Dette er en lokal effekt som ikke kan modelleres på noen enkel måte i RS2. Effekten av lokal spenningsvariasjon ser ikke ut til å påvirke stabiliteten i stor grad.

Deformasjoner rundt stasjonshallen i en modell uten installert bergsikring er vist i figur 11. Pilene viser en lokalt stor deformasjon i hengen. Dette er på grunn av en løs blokk som er i ferd med å falle ut. Denne bevegelsen hindres i modeller med bergsikring, og viser at den lokale effekten av sprøytebetong kan modelleres med UDEC.

Deformasjonsmønstret modellert med UDEC er noe annerledes enn i RS2. Dette er på grunn av sprekkegeometrien. Som vist oppstår det en skjærbevegelse langs flere sprekkeplan. Denne skjærbevegelsen vil sannsynligvis ikke være like utpreget i praksis, da sprekkeplanene ikke har så stor utholdenhet.

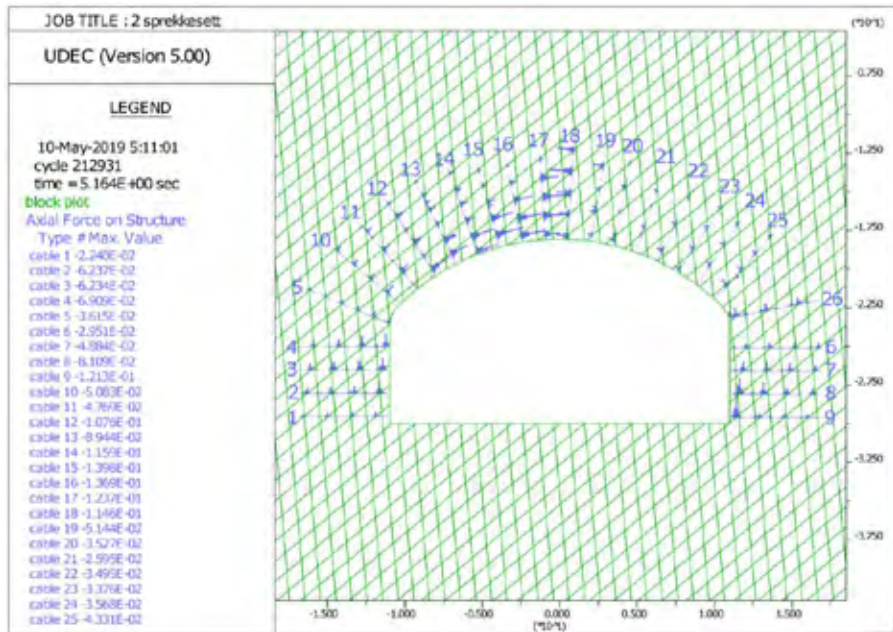


Figur 10: Største hovedspenning, σ_1 , rundt stasjonshallen. Utklippsområdet illustrerer at spenningene varierer innad i blokkene oppe til venstre i hengen.



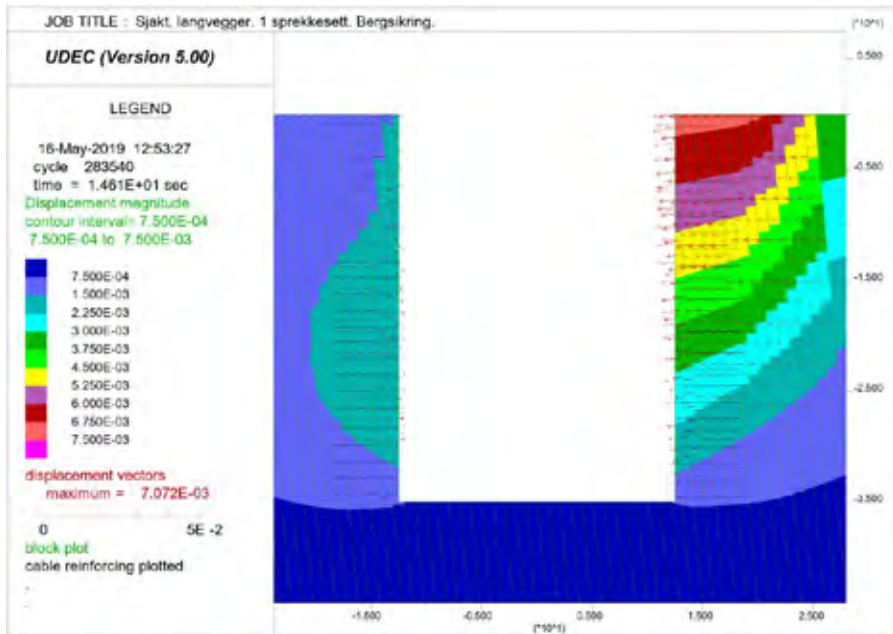
Figur 11: Deformasjoner rundt stasjonshallen i en modell uten bergsikring. Pilene viser retningen for deformasjoner.

Belastning på bolter er vist i figur 12. Største belastning på boltene er på 0.137 MN. Som vist er det stor variasjon i belastningen langs boltene. De største belastningene opptrer der boltene krysser sprekker. Dette på grunn av at det er her de største deformasjonene oppstår.



Figur 12: Aksialkraft på boltene i modellen av stasjonshallen. Største boltelast er på 0,14 MN.

Figur 13 viser resultater fra en modell av langveggene i sjakt S1 med ett subvertikalt sprekkesett. I den venstre vegg er stabilitetsproblemer knyttet til utglidning, mens høyre vegg er utsatt for toppling. Bergsikringen ser ut til å ha en god effekt ved at den hindrer utglidning langs planene i venstre side.



Figur 13: Deformasjon i langveggene i sjakt S1 i en modell med ett subvertikalt sprekkesett.

SAMMENLIGNING AV RS2 OG UDEC

Resultatene fra case-studien av den underjordiske holdeplassen for Bybanen på Haukeland viser at både RS2 og UDEC er egnet for å modellere stabilitetsproblemer som kan oppstå. Selv om det er benyttet noe forskjellige typer inngangsparametere i de to programvarene er størrelsen på deformasjoner og spenninger relativt lik. Dette tyder på at begge programvarene kan være egnet for å modellere en bergmasse av samme kvalitet som ved Haukeland.

Resultatene viser også tydelige forskjeller mellom programvarene. RS2 anser bergmassen som et kontinuerlig medium. Ved bruk av homogene og isotrope inngangsparametre vil modellen gi et symmetrisk resultat for deformasjoner og spenningsfordelinger. For UDEC kan derimot sprekkegeometrien føre til asymmetriske resultater. Dette kan gi et mer realistisk bilde på stabilitetsproblemene som oppstår i praksis.

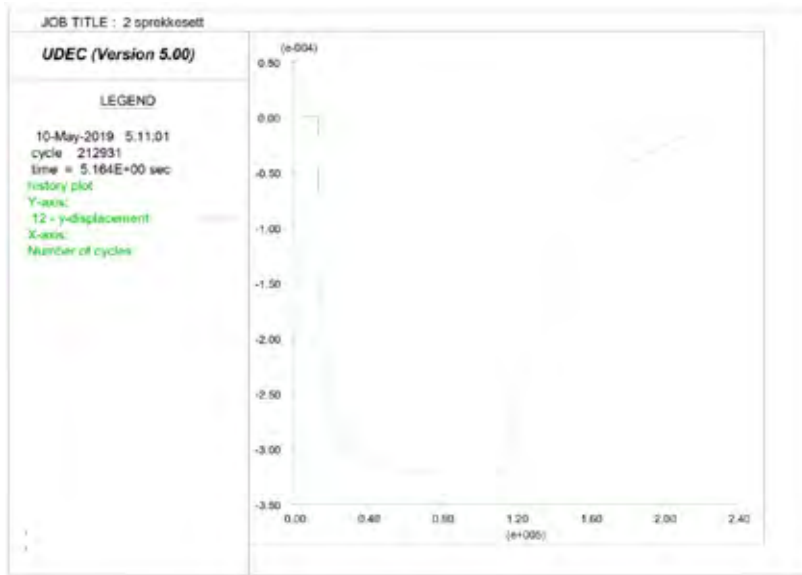
Et eksempel på forskjeller i de to programvarene kommer fram ved å sammenligne de største deformasjonene som oppstår. For eksempel er maksimale deformasjoner i stasjonshallen litt over 2 mm i UDEC. I RS2 er maksimal deformasjon 0,91 mm for GSI = 60, 3,5 mm for GSI = 45 og 5,4 mm for GSI = 35. Alle disse verdiene opptrer i veggene. Årsaken til dette er at sprekkegeometrien i UDEC representerer en annen bergmassekvalitet enn de tre GSI-verdiene brukt i RS2. Resultatene fra de forskjellige modellene gir dermed et intervall for hvilke deformasjoner man kan forvente i ulike scenarier.

Forskjellene i resultatene kommer også tydelig fram ved å se på deformasjonsmønsteret. I RS2 viser resultatene symmetriske om senterlinja gjennom tunnelen (figur 8). Veggene presses inn, mens hengen bøyes noe opp mot overflaten. Resultatene fra UDEC viser de samme trendene (figur 11). Likevel viser disse resultatene mer detaljer, ved at man kan se at det potensielt kan oppstå skjærdeformasjoner langs sprekker i visse områder, og at det er potensielle for utfall av mindre blokker. Om det er nødvendig å undersøke slike problemstillinger vil det være nyttig å benytte UDEC i analysene.

Hvilken metode som er mest egnet å benytte i hvert enkelt tilfelle avhenger av flere faktorer. For det første er oppsprekingsgraden viktig. Om det er svært mye oppsprekking vil ikke stabiliteten først og fremst være styrt av sprekker. Da vil RS2 være svært egnet i stabilitetsanalyser. Man kan selvfølgelig legge inn sprekker med svært lav sprekkeavstand i UDEC. Resultater fra case-studien viser at det er mulig å få lignende resultater i begge programvarene ved en lav sprekkeavstand. Ved mindre oppsprekingsgrad, eller der stabiliteten er styrt av sprekkegeometrien vil en analyse med UDEC være mer aktuell. Da vil det være mulig å gjennomføre en realistisk modellering av den faktiske bruddmekanismen.

En fordel med UDEC er såkalte «history points». Dette er punkter man legger inn i modellen før beregningene der man kan følge utviklingen av forskjellige parametere over tid. Dette er for eksempel nyttig for å følge utviklingen av deformasjoner i hengen av en tunnel over tid, og kan sammenlignes med ekstensometerdata eller konvergensmålinger.

Et eksempel på bruk av «history points» i UDEC er vist i figur 14. I dette eksempelet sprenges hallen ut i to steg. I første steg tas takskiven ut, og hengen går ned. I neste steg tas resten av hallen ut, og hengen presses opp på grunn av store horisontalspenninger. Dette viser at man kan få nyttig informasjon ved å følge utviklingen av forskjellige parametere over tid.



Figur 14: Eksempel på bruk av «history points» i UDEC. Figuren viser utviklingen av vertikale deformasjoner mot «cycles» (beregningsteg).

Resultater for krefter på boltene i RS2 (figur 7) og UDEC (figur 12) viser at de to metodene modellerer effekten av bolter ulikt. I RS2 oppstår det en bruddsone nært konturen av stasjonshallen der det oppstår økte laster på boltene. Lastene avtar innover i bergmassen. I UDEC oppstår det konsentrerte laster der bolter krysser sprekker. Denne forskjellen demonstrerer forskjellige prinsipper for bolting. I den kontinuerlige modellen virker sikringen som en global forsterkning av bergmassen i den boltede sonen. I den diskontinuerlige modellen virker boltene ved at de hindrer blokkutfall. Dette illustrerer hvilke tilfeller hvor programvare er mest egnet.

Kartlegging av sjakt S1 etter oppstart av sprengningsarbeider viser at deler av sjakta er svært tett oppsprukket. Ved en så tett oppsprekking er det realistisk å forvente at stabiliteten ikke først og fremst er styrt av sprekkegeometri, men oppsprekingsgrad. I dette tilfellet er det mer hensiktsmessig å utføre analyser i RS2. På denne måten kan man utføre raske beregninger av mange modeller for å vurdere hvordan ulike faktorer påvirker stabiliteten.

OPPSUMMERING

Numerisk modellering er et nyttig verktøy for å vurdere stabilitet skjæringer, tunneler og bergrom. Innenfor bergmekanikk finnes det flere forskjellige numeriske metoder. Disse har forskjellige bruksområder. Basert på en case-studie av en underjordisk holdeplass for Bybanen i Bergen har det blitt utført numerisk modellering med programvarene RS2 og UDEC for å sammenligne programvarene og vurdere hvilken metode som er mest egnet i forskjellige tilfeller.

En oppsummering av de viktigste forskjellene mellom FEM og DEM er presentert i tabell 7.

Tabell 7: Oppsummering av sammenligning av FEM og DEM

Metode	Fordeler	Ulemper	Typiske inngangsparametre	Resultater	Anbefalt bruk
RS2	Raskt modell-oppsett. Rask beregning.	Mindre kontroll på modelloppsett. Ikke designet for å modellere sprekker.	UCS, GSI, E-modul, Poissons tall, Hoek-Brown-parametere. Bergspenninger.	Spenninger, deformasjoner, belastning på bergsikring.	Tett oppsprekking ift. berggrommets størrelse. Dårlig eller svært god bergmassekvalitet. Ved behov for raske analyser.
UDEC	Stor fleksibilitet i modellering. Mulighet til å modellere bruddmekanismer tilknyttet sprekker.	Tidsbruk, både for modell-oppsett og beregninger. Krever flere inngangsparametre.	JRC, JCS, deformasjonsparametere for sprekker. UCS, E-modul, Poissons tall. Bergspenninger.	«History points». Brudd og deformasjon langs sprekker og i blokker.	Relativt stor sprekkeavstand. Stabilitet styrt av sprekker.

Hvilken programvare som er best egnet for analyser vil variere. Det er ikke hensiktsmessig å sette noen spesifikke kriterier for hvilken programvare som skal brukes i hvilke tilfeller. Dette på grunn av at det kan være mange faktorer påvirker valget. Den viktigste faktoren som må vurderes er oppsprekingsgrad (sett i forhold til berggrommets størrelse). Hvilke typer stabilitetsproblemer som kan oppstå er også viktig, da RS2 best modellerer globale stabilitetsproblemer, mens UDEC også kan modellere mer lokale fenomen. Tidsbruk er også en viktig faktor, da det vil ta vesentlig lenger tid å sette opp modeller og å gjøre beregninger i UDEC enn i RS2. Valg av programvare må derfor baseres på vurderinger av hvert enkelt prosjekt og hvilke faktorer som skal analyseres. I mange tilfeller, slik som i denne case-studien, vil man kunne ha nytte av å bruke begge programvarene sammen.

REFERANSER

- Barton, N. & Choubey, V., 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics* 10(1), s. 1-54.
- Bergum, A., 2019. *Bergmekanisk analyse av Haukeland holdeplass*. Masteroppgave: NTNU.
- Cai, M., Kaiser, P. K., Tasaka, Y. & Minami, M., 2007. Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 44(2).
- Hoek, E. & Brown, E. T., 2018. The Hoek-Brown failure criterion and GSI - 2018 edition.. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*.
- Itasca, 2011. Theory and background. I: *UDEC Universal Distinct Element Code*. Minneapolis: Itasca.
- NBG, 2011. *Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering*, Norsk Bergmekanikkgruppe.

Nordal, S., 2018. *Geotechnical Engineering Advanced Course*. Trondheim: NTNU.

Sweco, 2018. *A14 Geologisk rapport*

**VÄTTERVATTENTUNNELN – VATTENFÖRSÖRJNINGSTUNNEL I CENTRUM
AV SVERIGE**

Tunnelprojektet och hydrogeologisk utredning

Peter Wilén, Sara Kvartsberg, Viktor Broman, Norconsult AB, Göteborg.

SAMMANFATTNING

Sjön Vättern utreds som en potentiell råvattentäkt för Örebro och omkringliggande kommuner. Huvudalternativet innefattar att leda vatten via en ca 36 km lång bergtunnel från norra Vättern till Hallsberg. Utredningar och studier för detta projekt har pågått sedan mer än 10 år och omfattar bland annat fältundersökningar för bergtunneln och en hydrogeologisk utredning som utgör underlag för en miljödomsansökan.

Tunnelprojektet omfattar förutom själva vattentunneln preliminärt 6 arbetstunnlar, montagehallar samt bergutrymmen vid intaget vid Vättern och vid vattenverket vid Håkamo.

Den planerade tunnelsträckningen passerar tre större öppna grundvattenmagasin med betydande grundvattentillgångar och hög vattengenomsläpplighet. Tunneln passerar även flera äldre gruvområden. Förutom att tunneln måste undvika äldre gruvschakt innebär gruvområden även en risk för föroreningar och påverkan på råvattenkvaliteten från mineralisering i berggrunden.

Inläckage till tunneln och tunnelns omgivningspåverkan har undersökts med analytiska beräkningar och grundvattenmodellering. Inläckaget beräknas till 9 - 15 liter/minut och 100 m tunnel under byggskedet och 6 - 9 liter/minut och 100 m tunnel i driftskedet då tunneln är fylld och därmed under samma tryck som Vättern. Påverkansområdet för grundvatten baserat på utförda beräkningar och modellering utgör underlag för ett kontrollprogram för byggskedet av tunneln.

SUMMARY

To use the lake Vättern as a raw water source for Örebro and surrounding municipalities have been studied for several years. One alternative includes conducting water via a 36 km long rock tunnel from northern Vättern to Hallsberg. Investigations and studies for the project have been ongoing for more than 10 years and includes field investigations for the rock tunnel and a hydrogeological study ongoing as a basis for the environmental application.

In addition to the water tunnel, the tunnel project will preliminary include 6 access tunnels, assembly halls as well as rock caverns at the inlet at Vättern and at the water treatment plant at Håkamo.

The planned tunnel passes three major open groundwater reservoirs with significant groundwater supplies. The tunnel also passes several older mining areas and, in addition to

avoiding older mining shafts, it also involves a risk of contamination and impact on water quality from mineralization in the bedrock.

Leakage to the tunnel and the tunnel's environmental impact have been investigated with analytical calculations and groundwater modeling. The ingress of water is calculated at 9-15 liters/minute and 100 m of tunnel during the construction phase and 6-9 liters/minute and 100 m of tunnel in the operating phase when the tunnel is filled and thus under the same pressure as lake Vättern. The area of influence for groundwater, based on calculations and modeling, is the basis for a control program for the construction phase of the tunnel.

INLEDNING

Flera kommuner i Örebro län gått samman för att undersöka möjligheten att ta dricksvatten från sjön Vättern via en bergtunnel i det så kallade Vätternvattenprojektet. Vättern är en stor och djup sjö med bra vattenkvalitet och planeras kunna bli ny huvudvattentäkt för fem kommuner. För att kunna försörja dessa kommuner med vatten från Vättern planeras en ca 36 km lång bergtunnel från Vättern till Håkamo sydost om Hallsberg där ett nytt vattenverk planeras. Från Hallsberg planeras ledningssystem ut till de samhällen som ingår i projektet (se Figur 1).



Figur 1 Karta med norra Vättern och tunnelns sträckning mot Hallsberg. Tunneln är den röda streckade linjen.

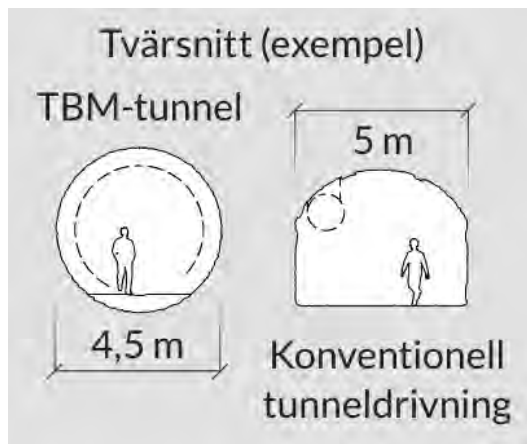
Utredningar och studier för projektet har pågått sedan mer än 10 år. Arbetet omfattar exempelvis fältundersökningar och bergkvalitetsutredningar för bergtunneln, utredning av möjligheter för tunneldrivning med TBM, samt vattenkvalitetsutredning och hydrogeologisk utredning med grundvattenberäkningar som underlag för tillståndsprövning enligt Miljöbalken som planeras under 2020.

Denna artikel innehåller en övergripande presentation av tunnelprojektet och hydrogeologiska utredningar som genomförts och som pågår.

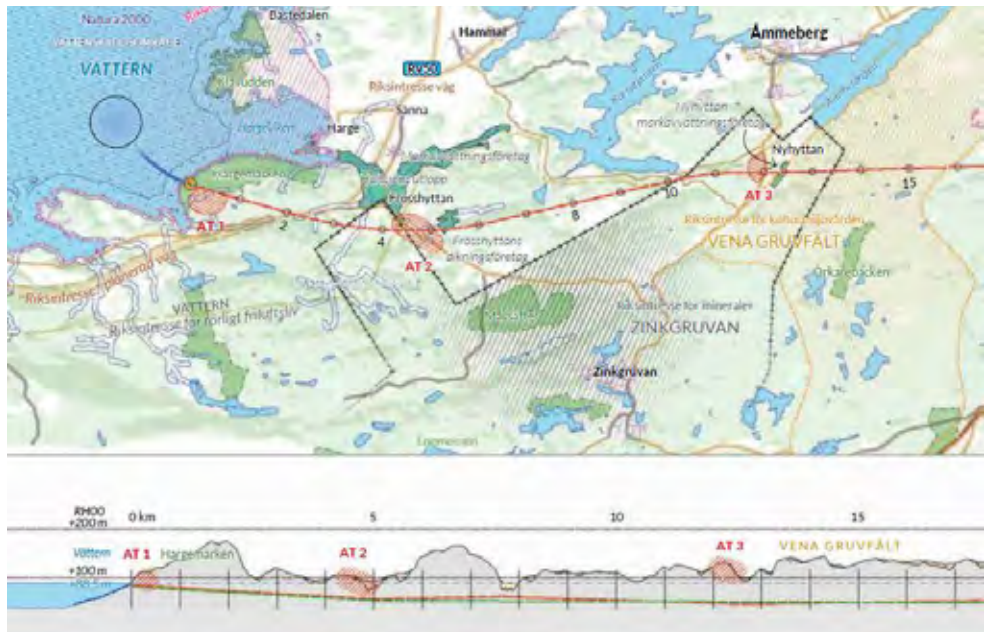
BESKRIVNING AV TUNNELPROJEKTET

Tunneln passerar flera större svaghetszoner och en även förkastningsbrant vid sjön Tisaren söder om Hallsberg. En bergutredning har utförts för att undersöka förutsättningarna för en tunnel i området inklusive möjligheter med tunneldrivning med TBM och konventionell drivning. Undersökningarna har bland annat omfattat geofysiska undersökningar och kärnborringar för de delsträckor där sämre bergförhållanden befaras.

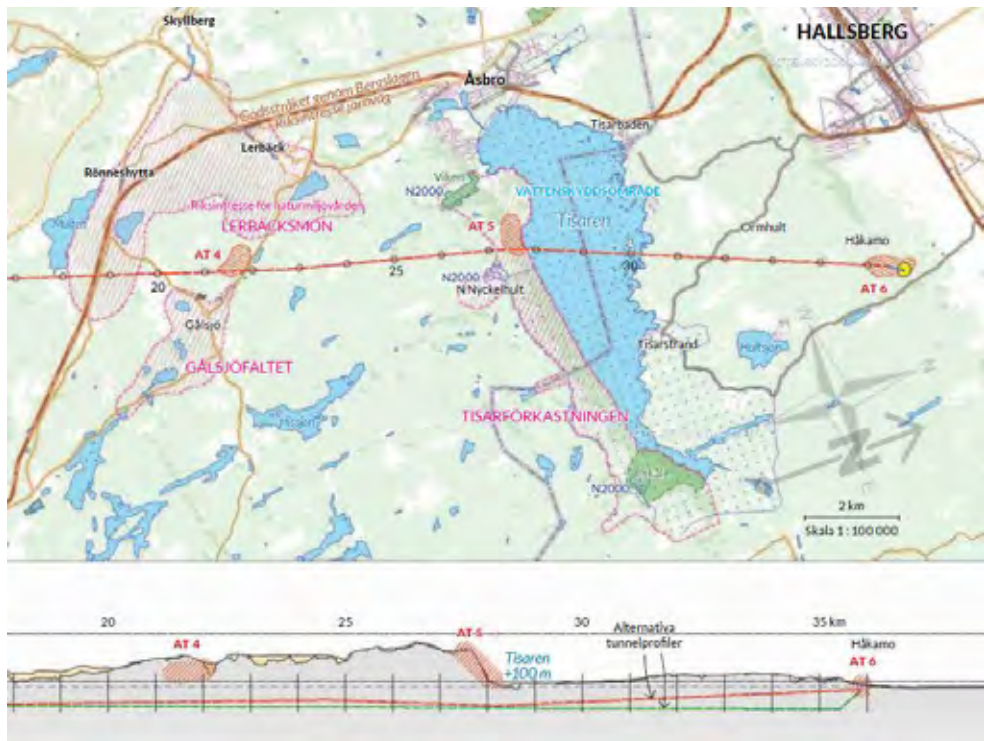
Tunneln kommer att byggas med borming/sprängning av arbetstunnlar, bergutrymmen vid intaget vid Vättern och vid vattenverket vid Håkamo. Preliminärt planeras 6 arbetstunnlar längs tunnelns ca 35,6 km längd. Drivningsmetoden för vattentunneln är inte bestämd, om det blir TBM-borming kommer även montagehallar att byggas vid flera av arbetstunnlarna. Även tvärsnittet påverkas av val av tunneldrivningsmetod, se Figur 2. Tunnelns sträckning visas översiktligt i plan och profil för den södra respektive norra delen i Figur 3 och Figur 4.



Figur 2 Tunneldrivning med TBM och konventionell tunneldrivning



Figur 3 Tunnelns sträckning och längdprofil, södra delen.



Figur 4 Tunnelns sträckning och längdprofil, norra delen.

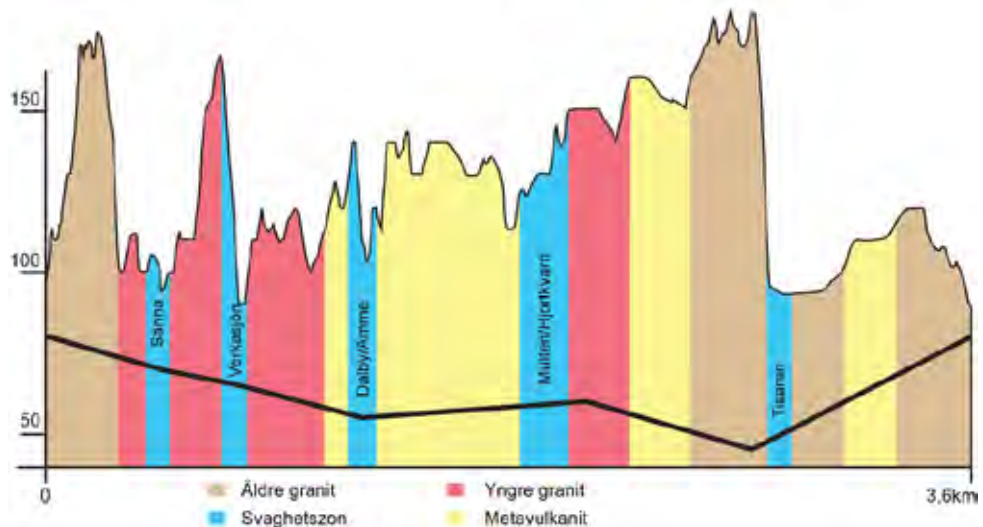
Bergtunneln kommer att byggas under rådande grundvattennivå vilket kan medföra påverkan på områdets grundvattenförhållanden med förändrade vattenbalanser och sänkta grundvattennivåer huvudsakligen i berg.

GEOLOGISKA OCH HYDROGEOLOGISKA FÖRHÅLLANDEN

Tre huvudsakliga bergartstyper uppträder längs den föreslagna tunnelsträckningen:

- Felsiska metavulkaniter (metaryolit och metadacit)
- Äldre gnejsiga granitoider (granit, granodiorit och tonalit)
- Yngre graniter (grovporfyrisk granit och ögongnejs)

Tillsammans upptar de över 99 % av berggrunden längs den föreslagna tunnelsträckningen med en relativt likvärdig fördelning av de tre huvudsakliga bergartstyperna; mellan 30 – 40 % av planerad sträckning upptas av respektive bergartstyp, se Figur 5.



Figur 5 Längdprofil av tunneln med markyta och schematisk bergartsfördelning.

De påtagliga deformationszonerna i området, ofta med plastiska föregångare, har en orientering från nordväst-sydost till nord-sydliga. Flera av dem är sannolikt relaterade till Vätterns förkastningszon. Det vertikala förkastningsbeloppet kan vara betydande med en rörelse som genomgående är nedåt för det östra blocket. Mindre zoner förekommer längs hela sträckningen.

Vid Sänna passerar den NO-SV-orienterade Sänna svaghetszon. Refraktionsseismik vid Frösshyttan och ett borrhål NV om Zinkgruvan indikerar en zontjocklek på ca 35 m med förhållandevis dåligt berg.

En av de mest betydelsefulla, större deformationszonerna i området löper i NNV-SSO-orientering längs Ämmelången. Längs östra sidan av Ämmelången och dess södra förlängning

bildar zonen ett horst-graben system med kraftigt uppkrossade zoner med uppskattningsvis 50 m bredd.

Längs södra kanten på Tisaren löper en betydande normalförkastning i ost-västlig riktning. Zonen är spröd-plastisk till sin karaktär och kärnborrning tillsammans med refraktionsseismik visar på ett upp till 35 m brett, kraftigt uppkrossat stråk.

Den planerade tunnelsträckningen passerar tre större öppna grundvattenmagasin med betydande grundvattentillgångar och hög vattengenomsläpplighet; Åsbromagasinet, Långsjömagasinet och Rönneshyttamagasinet. Samtliga tre grundvattenförekomster är sand- och grusförekomster och är en del av Hallsberg-Kumlaåsen.

Tunneln passerar flera områden med lerjordlager i södra delen av sträckningen, från strax söder om Sänna till Åmmeberg. Större delen av utredningsområdet domineras dock av moränjordar med begränsad mäktighet, vilket innebär många små öppna magasin i jord.

GEOHYDROLOGISK UTREDNING

Huvudtunneln och dess arbetstunnlar kommer till stora delar utföras under grundvattennivån, vilket medför en viss grundvattensänkning och en risk för påverkan i berg och jord under både bygg- och driftskedet. Påverkan kan vara tillfällig eller permanent. För att kunna bedöma påverkan på grundvattensituationen i området pga. inläckage till tunneln har en geohydrologisk utredning utförts. Den omfattar undersökning och beskrivning av hydrogeologiska förhållanden i anslutning till planerade tunnlar och anläggningsdelar, samt bedömning av de förändringar som kan uppstå. Arbetet har förutom fältundersökningar bland annat omfattat:

- Utvärdering av bergets hydrauliska egenskaper
- Vattenbalansberäkningar
- Numerisk modellering

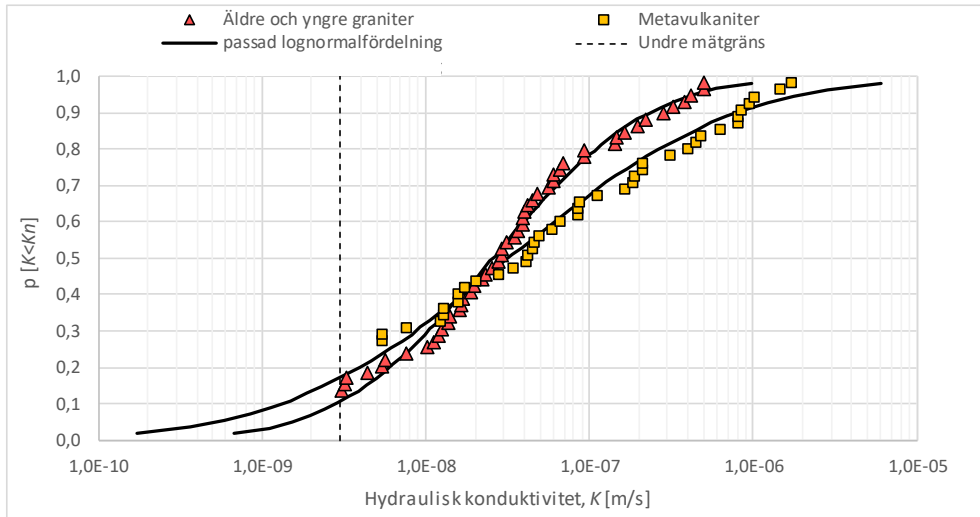
HYDRAULISK KONDUKTIVITET

Hydraulisk konduktivitet i berggrunden har utvärderats från utförda hydrauliska mätningar i kärnborrhål och hammarborrhål samt från utvärdering av specifik kapacitet i bergborrade brunnar (SGU's brunnssdatabas).

SGU har sammanställt kapacitetsdata för bergborrade brunnar inom Örebro län indelad i olika bergarter för att visa på variationer i uttagsmöjligheter för grundvatten i olika bergarter. Totalt ingår 2676 brunnar i underlaget av bergartsgrupperna "Äldsta graniter", "Smålands-Värmlandsgranit" och "Sura vulkaniska bergarter", varav drygt 50 % tillhör de felsiska metavulkaniterna och ca 25 % vardera är placerade i övriga bergartsgrupper.

Brunnar i ett närliggande område till den aktuella tunneln har studerats mer detaljerat. Ett kumulativt fördelningsdiagram med passade lognormalfördelningar för uppmätta brunnskapaciteter för dessa närliggande brunnar redovisas i Figur 6. Ett kumulativt fördelningsdiagram beskriver sannolikheten (p) att ett värde på den hydrauliska

konduktiviteten över- eller underskrivs. Utifrån dessa har statistiska beräkningar av K -värden utförts; aritmetiska, geometriska och effektiva medelvärden, se Tabell 1.



Figur 6 Empiriska fördelningar av utvärderad hydraulisk konduktivitet i närliggande brunnar, med passade lognormalfördelningar.

Tabell 1 Utvärderade medelvärden av hydraulisk konduktivitet, baserat på statistiska fördelningar redovisade i Figur 6.

Domän	Antal brunnar [st]	Aritmetiskt medelvärde, K_a [m/s]	Geometriskt medelvärde, K_g [m/s]	Matherons förmodan, K_{3D} [m/s]
Äldre och yngre graniter	58	$8 \cdot 10^{-8}$	$3 \cdot 10^{-8}$	$4 \cdot 10^{-8}$
Metavulkaniter	54	$3 \cdot 10^{-7}$	$3 \cdot 10^{-8}$	$9 \cdot 10^{-8}$

Det aritmetiska medelvärdet är som förväntat högre än det geometriska medelvärdet, och det effektiva medelvärdet enligt Matherons förmodan ligger mellan det geometriska och det aritmetiska. Enligt utvärderingen förekommer något större andel höggenomsläppliga brunnar i metavulkaniten än i graniterna, vilket medför en högre effektiv hydrauliska konduktivitet.

Kärnborrhål med vattenförlustmätningar har i huvudsak utförts med syfte att karakterisera svaghetszoner. Vattenförlustmätningar utfördes dels i 3 m långa sektioner och i ca 30-50 m långa sektioner. En sammanställning av resulterande hydraulisk konduktivitet utvärderad från vattenförlustmätningar utförda under 2014 presenteras i Tabell 2.

Tabell 2 Utvärderade medelvärde för hydraulisk konduktivitet, baserat på statistiska fördelningar. Med kommentar om klassificering i hydrogeologiska domäner.

Kategori	Antal sektioner	Matherons förmodan, K_{3D} [m/s]	Klassificering
Samtliga sektioner – 3 m	35	$4 \cdot 10^{-8}$	Inkluderar ytberg, svaghetszoner, granitoider och felsiska metavulkaniter
Ytberg – 3 m	14	$2 \cdot 10^{-7}$	Ytberg som inkluderar svaghetszoner, granitoider och felsiska metavulkaniter.
Samtliga sektioner – 30-50 m	14	$8 \cdot 10^{-9}$	Inkluderar ytberg, svaghetszoner, granitoider och felsiska metavulkaniter
Ytberg – 30-50 m	3	$8 \cdot 10^{-8}$	Ytberg som inkluderar svaghetszoner, granitoider och felsiska metavulkaniter.

I Tabell 3 sammanfattas bedömda medelvärden för hydraulisk konduktivitet i de antagna hydrogeologiska domänerna. Angivna värden för hydraulisk konduktivitet utgör ett bedömt medelvärde över en sträcka och på kortare passager kan högre eller lägre genomsläpplighet förekomma. Mätningarna tyder på en relativt låg genomsläpplighet i bergmassan på de djup där tunneln planeras. Till följd av begränsad mängd tillgängliga data för svaghetszoner är prognosen osäker och en stor spridning förväntas. I tabellen anges även antagna medelvärden för förinjekterat berg.

Tabell 3 Karakteristiska värden för hydraulisk konduktivitet inom antagna hydrogeologiska domäner.

Domän	Antaget medelvärde oinjekterat berg K [m/s]	Antaget medelvärde injekterat berg K_{inj} [m/s]
Äldre och yngre graniter, bergtäckning ≥ 15 m	$3 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$ m/s
Metavulkaniter, bergtäckning ≥ 15 m	$5 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$ m/s
Ytberg, bergtäckning < 15 m	$2 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-8}$ m/s
Svaghetszoner	$5 \cdot 10^{-8} - 5 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 3 \cdot 10^{-8}$ m/s

MODELLERING

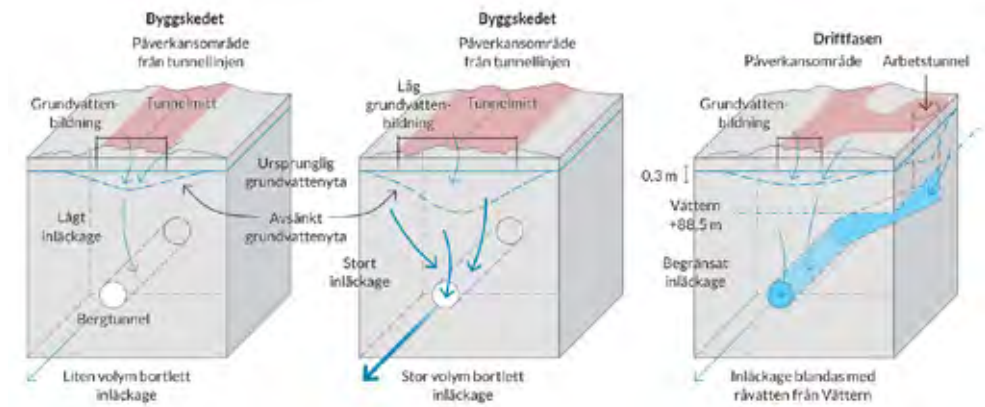
Konceptuell modell

Den hydrogeologiska konceptualiseringen av området har utförts för att kunna beräkna och bedöma berganläggningens förväntade inläckage och grundvattenpåverkan. Konceptualiseringen innefattar grundvattenbalans med storskalig grundvattenströmning och hydrauliska gränser, grundvattennivåer, förekomst av sättningskänsliga områden, samt jordlagrens och berggrundens vattenförande förmåga.

Konceptualiseringen innebär att det är förenklade modeller av de hydrogeologiska förhållandena i anläggningens omgivning som nyttjats. Både analytiska och numeriska beräkningar har utförts med syfte att erhålla ett robust resultat av den bedömda påverkan på hydrogeologiska förhållanden. För att uppnå denna målsättning har flera oberoende modeller och beräkningsverktyg nyttjats, och tunnelsträckningen har delats in i avgränsade områden där modeller utförts med hänsyn till lokala, hydrogeologiska förhållanden. Påverkansområdets utbredning har uppskattats genom att genomföra analytisk beräkning med vattenbalansmetoden och numeriska modeller med MODFLOW.

Påverkan under bygg- och driftskedet är beroende av områdets grundvattenbalans och de grundvattenflöden som passerar genom olika geologiska enheter. Inläckaget av grundvatten till bergtunneln sker primärt från berggrundvatten, men påverkan kan även ske i jordlagrens vattenförande lager om det finns en hydraulisk kontakt mellan jord och berg.

I Figur 7 visas konceptuell modell av inläckage, grundvattensänkning och påverkansområde i tunnelns närhet.



Figur 7 Inläckage och påverkansområde under byggske och driftskede

Nederbörd och grundvattenbildning

Enligt SMHI varierar årsmedelvärdet för nederbörden mellan 700-800 mm (760 mm i medel) och av denna mängd avdunstar 420-480 mm. Detta ger 270-340 mm nederbörd som bildar yt- och grundvattenavrinning.

Utgående från ovanstående data antas följande utgångsvärden för grundvattenbildning gälla:

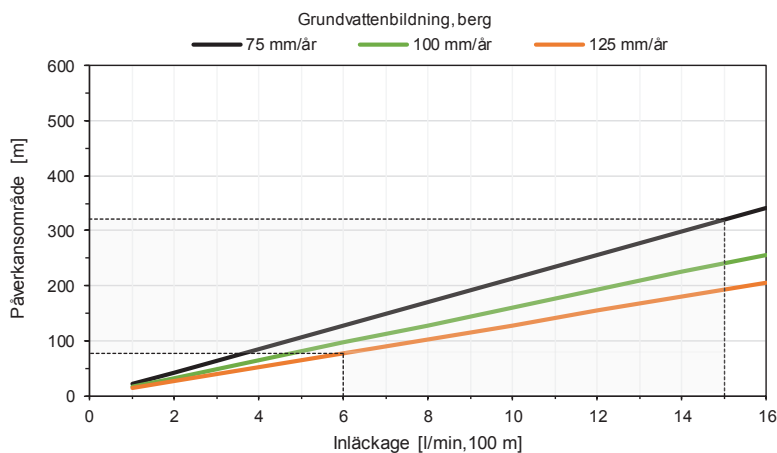
Grundvattenbildning grovjord:	310 mm/år
Grundvattenbildning morän:	240 mm/år
Grundvattenbildning finjord:	220 mm/år
Grundvattenbildning berg (opåverkad av dränering):	50 mm/år
Grundvattenbildning berg (påverkad av dränering):	100 (75-125) mm/år

Beräkning av inläckage och påverkansområde för grundvattenavsänkning

Beräkningar av grundvatteninläckage har utförts analytiskt. Den yttre gränsen för grundvattenpåverkan pga. tunneln kallas påverkansområde inom vilket inga betydande eller skadliga grundvattennivåförändringar förväntas uppkomma. Påverkansområdet är mindre än det verkliga influensområdet för grundvattenpåverkan och definieras för Vätternvattenprojektet som den gräns där grundvattensänkning uppgår till 0,3 meter.

Jorddjupet är begränsat längs större delen av sträckningen och grundvattenavsänkningar bedöms främst uppkomma i berg. Detta beror på att ytnära jordar har en kontinuerlig tillförsel av vatten från nederbörd, ytavrinning och ytvattendrag vilket medför att effekten på en eventuell grundvattenpåverkan av en djupförlagd tunnelanläggning i berget är begränsad.

I Feil! Fant ikke referansekinden. redovisas storleksordningen på påverkansområdet baserat på vattenbalansberäkningar för ett varierande inläckage (1-16 l/min, 100 m tunnel) och en grundvattenbildning till berg varierande mellan 75 – 125 mm/år. För givna inläckage i bygg- och driftskedet, vilket varierar mellan 6-15 l/min, 100 m tunnel, innebär det ett påverkansområde på ca 80 – 320 m ut från tunneln.



Figur 8 Beräknat påverkansområde för en bergtunnel med inläckage upp till 16 l/min, 100 m, baserat på vattenbalansberäkning för grundvattenbildning mellan 75 – 125 mm/år. I figuren markeras påverkansområdets utsträckning vid ett inläckage på 6-15 l/min och 100 m tunnel.

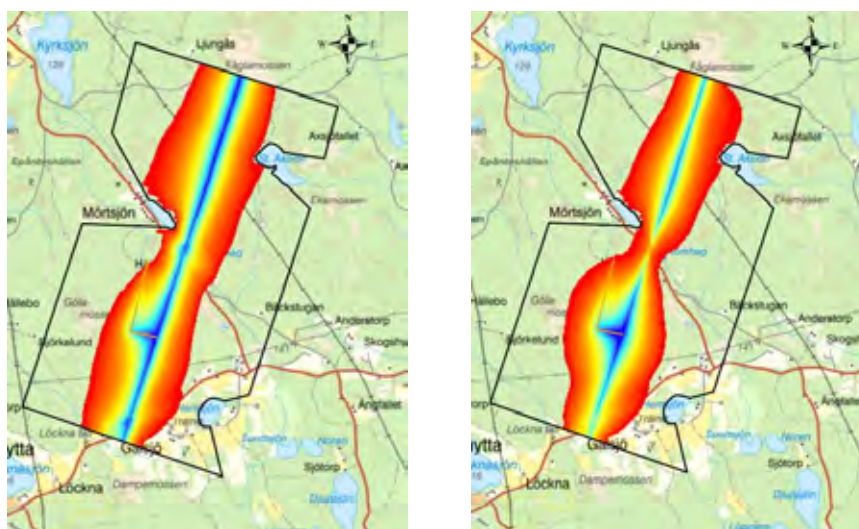
Numerisk modellering

Två olika scenarion har modellerats. Ett under byggskedet när inläckaget är 15 l/min, 100 m och ett under driftskede är 6 l/min, 100 m. Syftet med modellerna är att beräkna påverkansområdet samt beräkna grundvattensänknings över påverkansområdet.

Numerisk 3D modellering har använts i ett typområde med komplex geologi och arbetstunnel för att beräkna grundvattenavsänkning och påverkansområdets utbredning. Vid modelleringen har stor vikt lagts vid att anpassa modellen till en sannolika förhållanden avseende vattenbalans, hydrauliska ränder och det hydrogeologiska systemets funktion (t ex flödesmönster).

Typmodellen har skapats för ett område mellan Gålsjö och Ljungås på en sträcka av 3,6 km. Sträckan valdes därför att huvudtunneln i detta område kompletteras med en arbetstunnel, samt att det är komplex jordlagerföljd med två svaghetszoner som passeras. Modellområdet utgör en bra representation av ett geologiskt komplext område där giltigheten hos enkla, analytiska beräkningar bedöms vara mer osäker.

I modellen har topografi, jordlagermäktighet, grundvattennivåer och bergyta, samt egenskaper såsom hydraulisk konduktivitet, generaliserats och bygger på vissa antaganden för att göra en förenklad modell av verkligheten. Olika geologiska enheter som morän, isälvsmaterial, ytberg, svaghetszoner och kristallint berg har modellerats som olika egenskapszoner. Varje egenskapszon har fått ett specifikt värde för materialegenskaper som hydraulisk konduktivitet, porositet och effektiv porositet. Två olika scenarion har modellerats. Ett under byggskedet när inläckaget är 15 l/min, 100 m och ett under driftskede är 6 l/min, 100 m. Preliminära resultat redovisas i Figur 9. Syftet med modellerna är att beräkna påverkansområdet samt beräkna grundvattensänknings över påverkansområdet.



Figur 9 Preliminära beräkningar av påverkansområde vid bygg- och driftskede. Byggskedet redovisas till vänster i bilden och driftskedet till höger i bilden.

TIDPLAN

Under 2019-2020 pågår samråd och miljöprövning enligt miljöbalken för projektet. Projekteringen planeras till 2020-2022 och byggstart bedöms kunna ske 2023. Byggtiden bedöms till 3 - 4 år

REFERENSER

- Norconsult, "Vätternvatten bergtunnel - Fältundersökningsrapport," 2016-01-29.*
- J. Pousette, C.-F. Müllern, S. Rurling och B. Thunholm, Beskrivning till kartan över grundvattnet i Örebro län. Ah nr 20, Uppsala: Sveriges geologiska undersökning, 2000.*
- A. Rodhe, G. Lindström, J. Rosberg och C. Pers, "Grundvattenbildning i svenska typjordar - översiktlig beräkning med en vattenbalansmodell. Report Series A No. 66," Uppsala Universitet, 2006.*
- G. Gustafson, Hydrogeologi för bergbyggare, Stockholm: Formas, 2009.*
- A. Carlsson och T. Olsson, "Vatteninläckning till berganläggningar. Förväntningsmodell av influensområde.," Byggmästaren, vol. Vol 57, nr Nr 11, 1978.*
- C.-F. Müllern, "Beskrivning till kartan Grundvattenförekomster i Örebro och Kumla samt delar av angränsade kommuner. K140., " Sveriges geologiska undersökning, Uppsala, 2009.*
- A. Wikström, "Beskrivning till berggrundskartorna Finspång NV, SV. Af 164, 165., " Sveriges geologiska undersökning, 1989.*

Vegar Woldsengen, Sweco
Leder av Norsk Geoteknisk Forening

LEDERENS 10 MINUTTER

Innlegget gitt muntlig på konferansen uten utgivelse av skriftlig referat.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2019

BORETÅRN TIL GRAVEMASKIN FOR GEOTEKNISKE GRUNNUNDERSØKELSER EXCAVATOR MOUNTED DRILL MAST FOR GEOTECHNICAL SOIL INVESTIGATIONS

Eigil Haugen, Statens vegvesen
Daniel Jergling, Statens vegvesen
Ole Vidar Kirkevollen, Statens vegvesen
Robert Handberg, Geosafe AS

SAMMENDRAG

Enkelte områder er vanskelig å nå med konvensjonelle grunnboringsrigger på grunn av bratt og utilgjengelig terreng. Derfor har Statens vegvesen anskaffet et boretårn for geotekniske undersøkelser, som tilkobles ordinære gravemaskiner. Med dette kan alle områder innen rekkevidden til gravemaskinarmen enkelt nås. Særlig relevante områder er bratte vegfyllinger utenfor autovern, bratte naturlige skråninger og i vann, nært land der flåter ikke kommer til. Med boretårnet er det mulig å utføre alle de mest brukte undersøkelsesmetoder i Norge. Boretårnet har vært brukt på en rekke prosjekter siden det ble ferdigstilt i slutten av 2018. Det har muliggjort undersøkelser i ellers vanskelig tilgjengelige områder. Resultatene blir, som forventet, tilsvarende som med ordinær borerigg.

SUMMARY

Some areas are difficult to reach with conventional drilling rigs for soil investigations due to steep and inaccessible terrain. The Norwegian Public Roads Administration has therefore procured an excavator mounted drilling mast for geotechnical soil investigation. All areas within the boom's reach are accessible for investigations. Especially relevant areas are steep road fills, outside the roadside crash barrier, steep natural slopes and in water, close to shore. The drilling mast can perform all common investigation types in Norway. The drilling mast has been used on various projects since late 2018. It has made it possible to investigate areas that are otherwise difficult to reach. The results are, as expected, equivalent to those from ordinary drilling rigs.

INNLEDNING

Geotekniske grunnundersøkelser i ulendt terreng kan være utfordrende for konvensjonelle borerigger. De begrenses blant annet av adkomstproblemer som for eksempel bratt terreng og spesielt bløt grunn. Inspirert av fjellboringsmaskiner ønsket Statens vegvesen Region sør et boretårn for geotekniske undersøkelser for montering på gravemaskiner. Det ble utlyst en konkurranse for utvikling og produksjon av dette, som ble vunnet av Geosafe AS, med underleverandør Ingenjørsfirma Geotech AB. Geosafe foreslo et boretårn basert på deres modell 504, men med endret ventilpakke og koblinger. Se figur 1. Boretårnet ble levert på høsten 2018.



Figur 1 Bilde og skjematisk skisse av boretårnet.

BESKRIVELSE AV BORETÅRNET

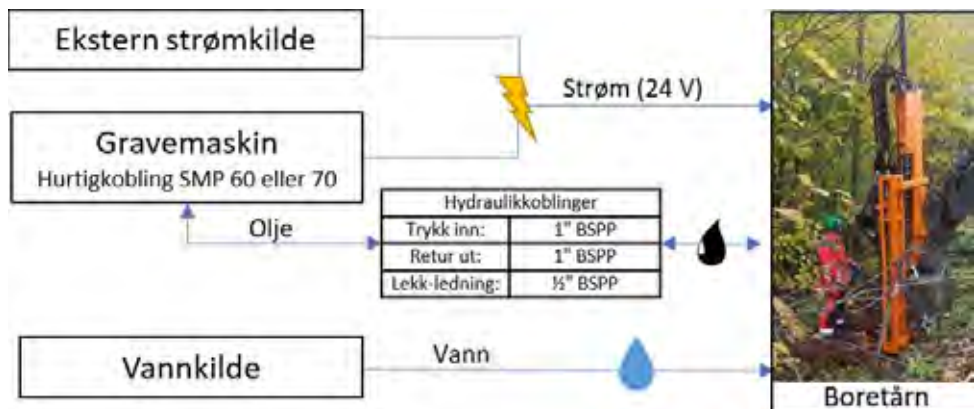
Boretårnet veier 1145 kg, er 3610 mm høy, 1060 mm bredt og er 1100 mm dypt. Boretårnet har en slaglengde på 2450 mm og bruker vanlige borestenger på 2 m. Matekraften er inntil 37 kN og opptrekkskraften er inntil 77 kN. Boretårnet styres med fjernkontroll og kan opereres av én mann og gravemaskinfører. En arbeidsplattform på 1x1 meter kan monteres på tårnet (se figur 7 og 10). Boretårnet fraktes på biltransporthenger i ramme, som kan trekkes med personbil som kan trekke ca. 2,5 tonn. Se figur 2. Det krever BE førerkort.



Figur 2 Boretårn klargjort for transport på biltransporthenger. Boretårnet ligger i tilpasset ramme. Arbeidsplattformen ligger bak på hengeren. SMP60 til SMP70 adapter er her påmontert.

Boretårnet kan utføre alle de mest brukte undersøkelsesmetodene i Norge etter NGF sine veiledninger.

Boretårnet tilkobles gravemaskin med hurtigkobling type SMP 60, eller SMP 70 med adapter. Det tilkobles gravemaskinens hydraulikkuttak på stikka og krever ca. 220 bars trykk og 110 liter/min (type 1" BSP), samt en returoleslange for vannpumpen (type ½" BSP). Boretårnet krever 24 volt strøm, som enten tas fra graveren eller fra ekstern kilde (Geotech AB, 2018). Se figur 3. En del gravemaskiner har andre typer koblinger til hydraulikkuttak foran og vi har derfor alltid med flere typer tilkobling slik at vi kan ut på tårnet til de som er på gravemaskinen. Boretårnet har vannpumpe og krever ekstern vannkilde.



Figur 3 Prinsipp for boretårnets tilkoblinger.

For det meste har boretårnet blitt brukt på hjulgående gravemaskiner på 15-20 tonn. Horisontal rekkevidden er da ca. 7 m fra fronten på gravemaskinen. Ved for eksempel 4 m høydeforskjell reduseres horisontal rekkevidde typisk til 5 m. Det er en stor fordel med rotortilt for å kunne stille opp tårnet vertikalt.

Normalt kan gravemaskinen legge stor vekt på boretårnet, slik at reaksjonskraften under sondering blir høy og trolig vel så mye som med en ordinær borerigg. Derimot i de tilfeller der boretårnet henger fritt er system vesentlig bløtere. Det er ikke undersøkt hvordan dette påvirker resultatet.

GPS

Statens vegvesen Region sør har nå GNSS (GPS) installert på alle sine ordinære borerigger. Antennen er montert i toppen av boretårnet og dataene sendes til pcen via bluetooth. Koordinater lagres direkte i rådatafilene i STD-formatet, og kan derfor leses av Geosuite Presentasjon (SGF, 2009). Et eksempel vises i figur 4. Ved gode forhold er nøyaktigheten bedre enn 2 cm, men det forverres av tett skog, fjell m. m. GPS på boretårnet for gravemaskin er foreløpig ikke installert. Det arbeides med dette.

```
$
#A=1,HB=224,HC=SVV-38833,HD=20191024,HI=0818,HK=4046,HH=24,HJ=206998,KP=Natterøy og
Tjøme,HD=4.6,HQ=Tenf. okt,H=UTH 32V,HX=6570249.05,HY=578539.04,HZ=0.659,HT=GPS Accuracy 0.02
#
D=4.61,B=2.06,AZ=3.1,P=2.7,R=0,I=0.19,I=15.0,A=0.002,AR=0,AP=0,AK=08:24:38.434,K=1
D=4.62,B=37.83,AZ=3.5,P=16.3,R=0,I=0.19,I=14.8,A=0.015,AR=0,AP=0,AK=08:24:38.683
D=4.63,B=38.78,AZ=3.4,P=16.4,R=0,I=0.20,I=14.8,A=0.004,AR=0,AP=0,AK=08:24:38.957
D=4.64,B=40.05,AZ=3.6,P=16.5,R=24,I=0.20,I=19.0,A=0.002,AR=0,AP=0,AK=08:24:39.194
D=4.65,B=43.25,AZ=3.4,P=16.2,R=24,I=0.19,I=14.8,A=0.002,AR=0,AP=0,AK=08:24:39.414
D=4.66,B=39.17,AZ=3.4,P=15.6,R=24,I=0.19,I=14.8,A=0.002,AR=0,AP=0,AK=08:24:39.671
D=4.67,B=43.40,AZ=3.5,P=16.3,R=24,I=0.19,I=14.8,A=0.002,AR=0,AP=0,AK=08:24:39.921
D=4.68,B=38.70,AZ=3.4,P=16.3,R=23,I=0.20,I=14.8,A=0.002,AR=0,AP=0,AK=08:24:40.158
D=4.69,B=40.98,AZ=3.5,P=16.6,R=23,I=0.19,I=14.8,A=0.003,AR=0,AP=0,AK=08:24:40.440
D=4.70,B=41.83,AZ=3.4,P=15.9,R=23,I=0.20,I=14.8,A=0.004,AR=0,AP=0,AK=08:24:40.670
```



Figur 4 til venstre: Rådata med GPS-koordinater (HX, HY, HZ). HW angir koordinatsystem. "HT GPS Accuracy" er et mål på nøyaktigheten i meter. Til høyre vises antennen montert i toppen av boretårnet.

PROSJEKTEKSEMPLER

Per oktober 2019 er boretårnet brukt på 12 prosjekter siden det ble levert (foruten testing). I tillegg er 5 oppdrag under bestilling. Under vises 4 eksempler som viser mulighetene til boretårnet.

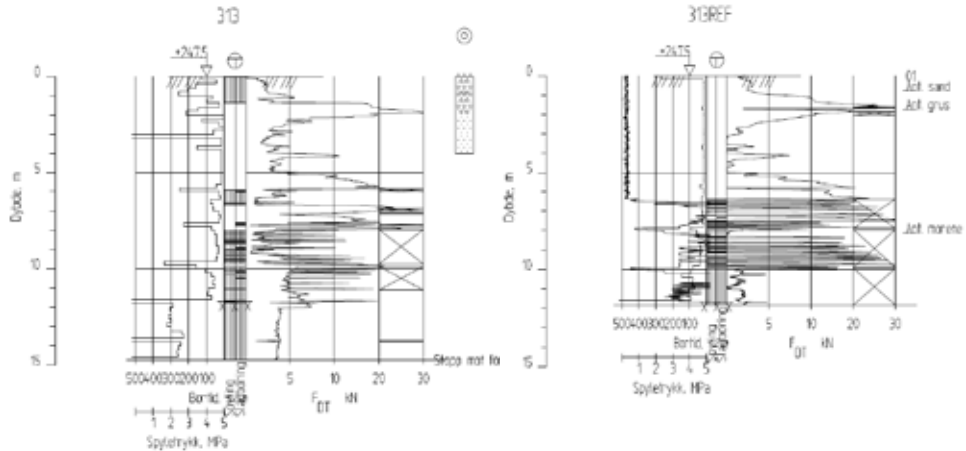
Rv. 41 Treungen - Vrådal

Prosjektet Rv. 41 Treungen – Vrådal var det første prosjektet hvor boretårnet ble benyttet. I forbindelse med arbeid med reguleringsplan ble boretårnet brukt for å utføre grunnundersøkelser. I prosjektet ble 19 stk. totalsonderinger utført med boretårnet. Det utførtes også fem referansesonderinger med ordinær borerigg for verifikasjon av resultater. Referansesonderinger ble utført ca. 1 m fra opprinnelige sonderingen. På dette prosjektet var det i hovedsak registrert masser av sand, grus og morene (Statens vegvesen, 2019b). Se figur 5.



Figur 5 Bildet til venstre er fra prosjektet Rv. 41 Treungen Vrådal ved borhull 107. Jordarten vises i figuren og bildet til høyre. Jordarten er fra 3-4 m, som er sand, humusholdig i klasse T2.

Sondering 313 ble sammenlignet med en referanseboring utført med en Geomachine GM85 borerigg. Se figur 6. Ved tidspunktet for oppdraget var det ikke montert spylemålere på boretårnet. Spyletrykk er derfor ikke registrert og rådata er redigert i ettetid slik at det vises når spyling er benyttet. Se figur 6.



Figur 6 Hull 313 er boret med boretårn. Hull 313REF med Geomachine GM85 rigg.

Berg ble registrert ved 11,7 m for begge system. Ved referansesondering ble det ikke utført bergpåvisning (3 m i berg).

Sammenlikning vises noen forskjeller. I sondering med boretårn ble slag og spyling brukt i start av sonderingen. GM85 bruker kun matekraft. Det faste laget ved 1-2 m ble registrert likt. Deretter fra 2-5 m oppnås i boretårn en matekraft på 3-4 kN. I dette lag registrerer GM85-riggen større variasjoner og tidvis ingen motstand. I laget over berg, antatt morene, registrerer boretårnet en jevnere matekraft. Bortiden er noe høyere med boretårnet i dette eksemplet.

Noe av forskjellene i matekraft kommer muligvis av lokale forskjeller i grunnen i området (stein, blokk). Dette var også det første prosjekt med boretårnet. Grunnborene fortalte at det var problemer med regulering av matekraft og matehastighet i begynnelsen. Dette kan ha påvirket resultatet. Sammenlikninga viser at boretårn og GM85 registrerer lagdeling i grunnen relativt likt.

Sonderingene ble utført over en strekning på ca. 23 km. Transport med gravmaskin var meget effektivt i forhold til med vanlig borerigg, som måtte lastes av og på lastebil. Med boretårnet kunne man utføre sonderinger i skråning, tett inntil natursteinsmur, sonderinger ved vannkant og utenfor autovern. Avhengig av vinkel på gravmaskin kunne ett kjørefelt være åpent under arbeidet.

Fv. 285 Asdøla bru

Fv. 285 Asdøla bru er et vegprosjekt i Lier kommune, der blant annet en 115 meter lang bru skal bygges. Terreng er bratt og grunnundersøkelser utenfor vegen er derfor krevende. Ved nordre landkar ble 2 sonderinger (nr. 1003 og 1007) utført med boretårnet i bratt skråning, for pelefundamentert landkar (figur 7). Løsmassene er en breelvavsetning, der øvre 8 meter består av sand. Fra 8 til 22 m finnes relativt fast, noe overkonsolidert leire. Under dette antas det å være grusig sand (Statens vegvesen 2018). Berg ble funnet på 52 m dybde. Plasseringen til sondering 1003 og 1007 vises på figur 8 sammen andre nærliggende undersøkelser. Øvrige sondering ble utført med en Geomachine GM8 borerigg og Envi registreringssystem. Boretårnet registrerte på den tiden ikke slag og spyling.



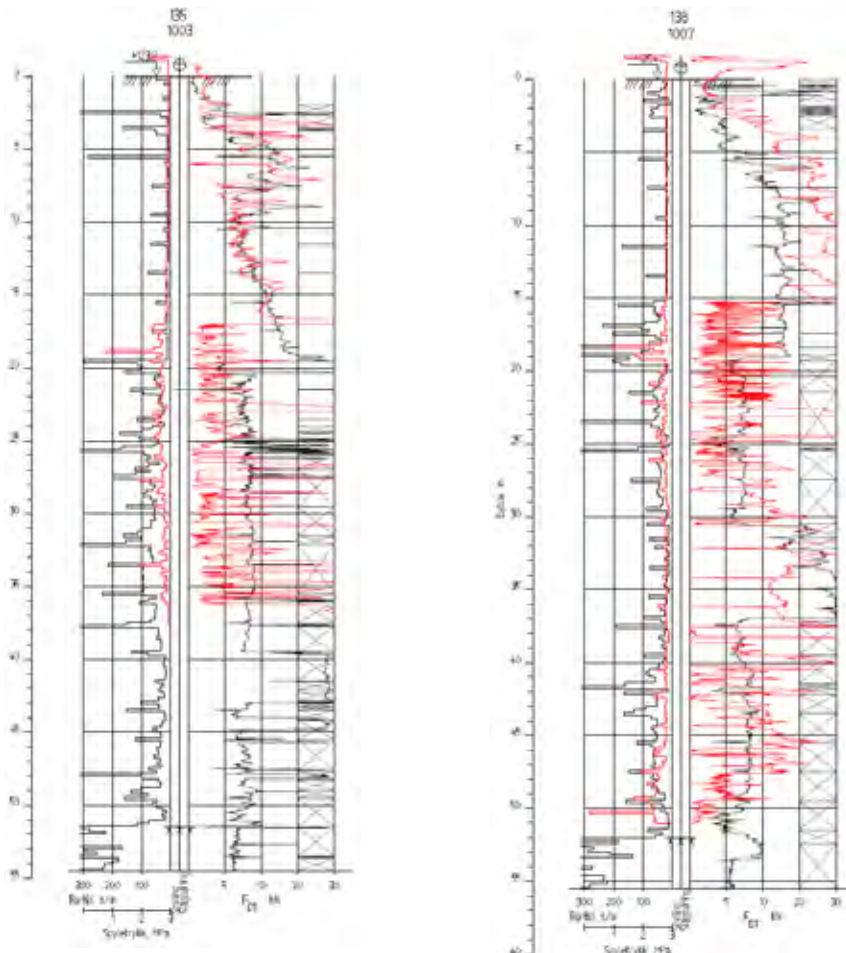
Figur 7 Asdøla bru borpunkt 1007.



Figur 8 Plassering av geotekniske undersøkelser ved nordre landkar. Sondering nr. 1003 og 1007 er utført med boretårnet.

I figur 9 er sondering 1007 sammenlignet sondering 138, som ligger ca. 5 m unna og sondering 1003 er sammenlignet med sondering 135, som ligger 12 m unna. Matekraften er noe høyere på sondering 138 i forhold til 1007. Dette kan komme av tilfeldig stangfriksjon fra massene over. Matekraften registrert på sondering 1003 stemmer godt overens med 135. De to forskjellige systemene registrerte matekraft forskjellig under slagboring.

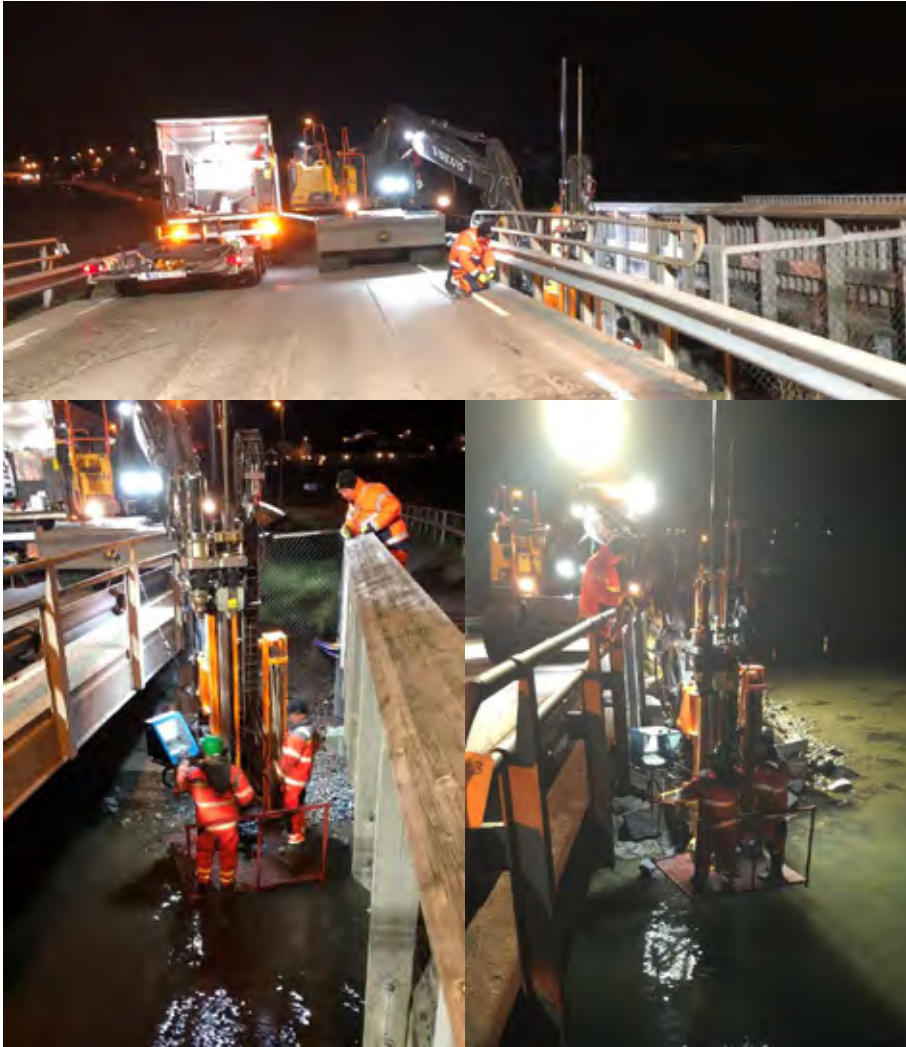
Boretårnet gjorde det mulig å komme til noe ned i skråningen uten å demontere autovern eller lage anleggsveg. Undersøkelsene ga verdifull informasjon for prosjektering av pelefundamentet.



Figur 9 Sammenligninger mellom resultat fra boretårn (tegnet i svart) og ordinær borerigg (tegnet i rødt). Høydene er justert.

Fv. 430 Husøy bru

Husøy bru er en eldre bru utenfor Tønsberg, som går fra Husøy til Føymland. Det er separat GS-bru ca. 2,2 m fra bilbrua. Bruen var antatt fundamentert på treflåter og Statens vegvesen Region sør, Bruseksjonen ønsket å undersøke plassering og utstrekningen av disse for å eventuelt kunne mudre sundet. Vannet under bruene var for grunt til å kunne nås med flåte eller båt. Boretårnet på gravemaskin brukt for å sondere etter fundamentene. Gravemaskinen stod oppå bilbrua og boretårnet ble senket ned mot vannflaten for å utføre undersøkelsene landkarene, utenfor og mellom bruene. Se bildene i figur 10. Resultatet av undersøkelsene viste at mudringen ikke kunne gjennomføres uten fare for undergraving av flåtene.



Figur 10 Bildene viser boretårnet i brukt ved Husøy bru, der sonderingen ble utført utenfor bruene og mellom bilbru og GS-bru, ca. 2 meter nedenfor brudekket.

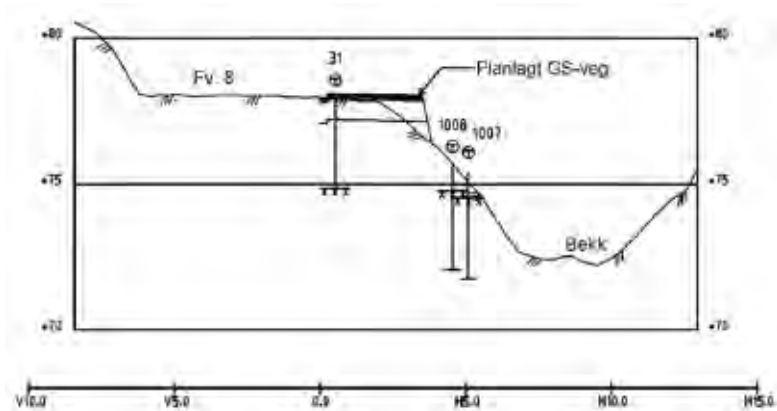
Fv. 8 Bødalen

Fv. 8 Bødalen er et gang-sykkelvegprosjekt i Røyken kommune, som er under planlegging. GS-vegen ble vurdert plassert på begge sider eksisterende veg, der det på nordsiden er en bekk, 5-6 m ned en bratt vegfylling. Se figur 11. På sørsiden var det en bergskjæring, med bløte løsmasser og bebyggelse over, som ble vurdert til å være et krevende og kostbart alternativ. Flytting eller lukking av bekken var ikke ønskelig av miljøhensyn. Boretårnet ble brukt for å undersøke grunnforholdene for fundamentering av en støttemur i fyllingen mot bekken på nordsiden.



Figur 11 Bildene er fra Fv. 8 Bødalen. Bildet øverst til venstre viser fyllingen som skulle undersøkes for mulig etablering av mur. De andre bildene viser undersøkelsene.

Det ble utført 7 stk. sonderinger i fyllingen nedenfor vegen med boretårnet. Med resultatene kunne grunnforholdene redegjøres for (Statens vegvesen, 2019a). Et profil er vist i figur 12. En slik undersøkelse ville være vanskelig gjennomførbart med en normal borerigg. Alternativt kunne håndholdt utstyr benyttes, men dette har også usikkerheter og er krevende i så bratt terreng.



Figur 12 Sondering 31 var utført tidligere og er så langt ut mot fyllingen som det var enkelt å komme. Sondering 1007 og 1008 var utført med boretårnet.

KONKLUSJON

Boretårn montert på gravemaskin gjør det mulig å nå steder, som er vanskelig tilgjengelig for vanlige borerigger, for eksempel i bratt terreng. I Statens vegvesen har boretårnet forenklet mange grunnundersøkelsesoppdrag, der det enten ikke ville blitt utført undersøkelser eller det hadde blitt vesentlig mer kostbart med å anlegge veg. Boretårnet har ingen vesentlige ulemper i forhold til normale borerigger, men det er ikke undersøkt om resultatet blir påvirket av lav reaksjonskraft, når høyt mothold ikke kan gis av gravemaskinen. Siden boretårnet ble ferdigstilt har det blitt brukt på 12 prosjekter og flere er under planlegging.

REFERANSER

Ingenjørsfirman Geotech AB, (13-09-2018): *Användermanual Geotechs borrhigg 0579*

Statens vegvesen, (2018-01-16): Fd876A-2, *Fv. 285 Asdøla bru, Vurderingsrapport for Reguleringsplan*

Statens vegvesen, (08.07.2019a): Fd889A nr. 3, *Fv8 Bødalen i Røyken, g/s-veg*

Statens vegvesen, (05.04.2019b): Hd-1162A-1, *Rv.41, parsell Treungen - Strandrak og Nes*

Svenska Geotekniska Föreningen, (2009-03-20): *Befintliga koder sgf-dataformat*

**PERMANENTE SPUNKONSTRUKSJONER MED KREVENDE GRUNNFORHOLD
- MONITORERING OG SIKKERHET****Permanent sheet pile walls in complex soil conditions– monitoring and safety**

Sigmund Brekke Langelid, Cautus Geo

Bernhard Naglestad, Multiconsult

SAMMENDRAG

Kværnerbyen felt F1, også kjent som Kværnerdammen, er en del av Kværnerbyen-prosjektet i Oslo. Kværnerbyen-prosjektet er et av Norges største urbane boligprosjekter, og omgjør et tidligere industriområde til boliger og kontorer. Kværnerdammen består av et 7-etasjers boligkompleks med en underliggende parkeringsetasje. Den sørøstre delen av bygningen skjærer inn i den nedre delen av en bratt skråning, med grunnforhold bestående av tørrskorpe over fast siltig leire, etterfulgt av kvikkleire/sensitiv leire over et tynt morenelag over berg. Et direktefundamentert parkeringshus og barnehage opp skråningen forårsaket strenge krav til deformasjonsovervåkning av byggegropen under og etter bygging av Kværnerdammen.

Siden sommeren 2017 har Cautus Geo AS og Multiconsult samarbeidet om «forskning og utvikling» (FoU) med fokus på deformasjoner av en spunkonstruksjon i kompliserte grunnforhold, og alle aspekter knyttet til samhandling mellom prosjektering, overvåking, varsling og sikkerhet. Arbeidet startet med overvåkning og monitorering av spunkonstruksjon gjennom byggefase, som senere utviklet seg til et FoU-samarbeid med kontinuerlig overvåkning av konstruksjonen i mer enn 1 år etter ferdigstillelse. Gjennom hele prosjektet er alle faser av en kritisk spunkonstruksjon evaluert, samt effekten av sesongvariasjoner i en "permanent" fase. Observasjoner og erfaringer gjort underveis i prosjektet sett i lys av et omfattende datagrunnlag hentet fra geoteknisk instrumentering, har gitt en uvanlig god dokumentasjon av konstruksjonens utvikling etter ferdigstillelse.

Artikkelen diskuterer observasjoner fra både byggefase og sesongvariasjoner som påvirker en spunkonstruksjon i en kvikkleireskråning, med fokus på videreutvikling av samarbeidet mellom de som utfører geoteknisk monitorering og overvåking, og de som bruker måleresultatene i modellering og design.

SUMMARY

Kværnerbyen field F1, also known as Kvaernerdammen, is part of the Kvaernerbyen project in Oslo. The Kvaernerbyen project is one of Norway's largest urban housing projects, converting a former industrial area into housing and offices. Kvaernerdammen consists of a 7-storey residential complex on an underground parking floor. The south-eastern part of the building cuts into the lower part of a steep slope, with soil conditions consisting of dry crust above firm silty clay, followed by quick clay/sensitive clay above a thin moraine layer over bedrock. A parking garage and a kindergarten on shallow foundations on top of the slope caused major limitations on deformations of the building pit during and post construction of Kvaernerdammen.

Since the summer of 2017, Cautus Geo AS and Multiconsult Norway AS have been cooperating in “research and development” (R&D) focusing on deformations of sheet pile walls in complex ground conditions and all aspects connected to interaction between engineering, monitoring, alerting and safety. Starting with surveillance during the construction period monitoring a permanent sheet pile wall supporting the mentioned slope at Kvaernerdammen, R&D collaboration was continued between Cautus Geo and Multiconsult with continuous surveillance of the construction for more than 1 year after completion. Throughout the project, all phases of a critical sheet pile wall construction have been evaluated, as well as the effects of seasonal variations in a "permanent" phase. Observations and experiences made during the project with a comprehensive data base derived from geotechnical instrumentation have provided an unusually detailed documentation of the development of the construction after completion.

The paper discusses observations from both construction and seasonal variations affecting a sheet pile wall in a quick clay slope, with focus on further development of the collaboration between those performing geotechnical monitoring and those using the measurement results in modelling and design.

INTRODUKSJON

I løpet av de siste 20 årene har Multiconsult bistått med geoteknisk rådgivning for omtrent 40 selvstendige prosjekter i Lodalen/Kværnerbyen, som tilsvarer nærmere alt som er bygget i området.

Cautus Geo AS er et selskap som jobber med utvikling, etablering og drift av ulike automatiske målesystemer og overvåkningsløsninger for utsatte konstruksjoner, ustabile landområder, klima og miljø. Siden Cautus Geo ble etablert i 2009 har det blitt satt sammen en bred faglig gruppe med kompetanse innen ulike måle- og sensorteknologier, kart og oppmåling, geologi, geoteknikk, geografisk it og programvareutvikling. Cautus Geo ble engasjert av Multiconsult for å bidra med sin kompetanse på prosjektet Kværnerbyen felt F1.

FELT F1 - KVÆRNERDAMMEN

Kværnerbyen felt F1, også kjent som Kværnerdammen, er en del av Kværnerbyen-prosjektet som er et av landets største boligprosjekter. Kværnerdammen består av et boligkompleks på 7 etasjer over en underliggende parkeringsetasje. Sør-østre del av blokken skjærer inn i en bratt nedre del av en større skråning opp mot Kværnertoppen. OBOS er byggherre for prosjektet, og utbyggingen ble utført av AF Gruppen som en totalentreprise. Multiconsult har hatt oppdraget som geoteknisk rådgiver for AF Bygg Oslo, og engasjerte Cautus Geo som leverandør av overvåkning og monitorering av spuntkonstruksjonen.

Topografi og grunnforhold

Området rundt Kværnerdammen er preget av varierende grunnforhold. I bunn av skråningen består løsmassene hovedsakelig av fyllmasser med en dybde til berg på omtrent 5 m. Løsmassene består hovedsakelig av tørrskorpe over en fast siltig leire opp i skråningen.

Videre under den siltige leira ligger et lag med sensitiv leire/kvikkleire, før et tynt lag av morene befinner seg over berg. Det er varierende mektighet på løsmasselagene langs skråningen. På slutten av 1970-tallet ble en eldre ravinedal omtrent midt i byggegroppen fylt igjen med fyllmasser, dermed domineres løsmassene i dette området av relativt faste fyllmasser. Mektigheten av sensitiv leire/kvikkleire er økende øst og vest for den tidligere fylte ravinedalen, med en generell økning i sensitivitet syd-vestover i skråningen.

Grunnvannstanden i skråningen ligger ca. 3-4 m under terreng basert på poretrykksmålninger. Lokale variasjoner preger likevel området, der blant annet noe poreundertrykk med dybden er registrert i nedre del av skråningen og på byggegropsplataet. Dette området er antatt påvirket av drenerende fyllmasser i kombinasjon med Loelva som ligger i kulvert under denne delen av skråningen.

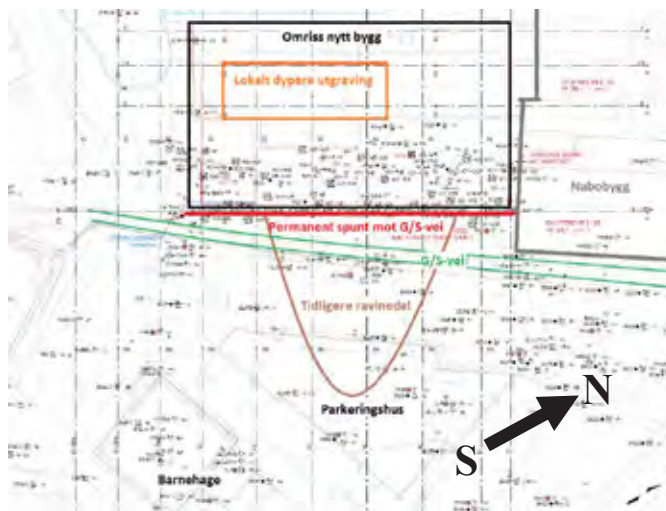
Geotekniske problemstillinger

Geotekniske problemstillinger i prosjektet:

- Vurdering av stabilitet – både midlertidig og permanent
- Utgraving inn i nedre del av eksisterende kvikkleireskråning for parkeringsetasje
- Ivaretagelse av krav til skråningsstabilitet - permanent sikringskonstruksjon
- Seismisk dimensjonering - permanent sikringskonstruksjon

Basert på punktene over var oppfølging og kontroll av utførelsen viktig, samt overvåkning i byggefasen.

For utgravingen av Kværnerdammen ble en tilnærmet rett spuntkonstruksjon på omtrent 60 m etablert, supplert av en liten tverrspunt i nordenden mot Jøtulbygget. Utgravingshøyden var også begrenset til 5 m. Spuntlinjen er illustrert i *figur 3* under med omkringliggende bygg og terreng.



Figur 3: Plantegning som viser plassering av nytt bygg, spuntlinje, omkringliggende bygg og indikerer utstrekning av gjenfylt ravinedal

Krevende grunnforhold og stabilitet gjorde i hovedsak sikringskonstruksjonen på Kværnerdammen spesiell.

Supplerende grunnundersøkelser og terrengmodeller avdekket avvik i tidligere prosjekteringsgrunnlag. Tidligere vurderinger ble påvirket av planlagte arbeider med utgraving av skråningsfot, som førte til at det var nødvendig å vurdere både midlertidig og permanent stabilitet for området. Spesielt var det viktig med tilstrekkelig sikring av lokalstabilitet i nedre del av skråningen som var avgjørende for å hindre skredutløsning i skråningsfoten.

Midlertidig lokal- og områdestabilitet ville bli redusert gjennom avlastning (utgraving av skråningsfot) og vibrasjoner, poretrykksoppbygning og utvasking av løsmasser i forbindelse med anker- og peleboring. Dette medførte behov for å etablere motfylling, kalk-sement stabilisere, seksjonsvis utførelse av arbeidene langs spuntlinjen og kontinuerlig overvåking og monitorering underveis i arbeidene.

Stabiliteten av skråningen i permanentfasen er ivarettatt, men avhengig av spunten. En ekstra robust spuntkonstruksjon var nødvendig, og det ble derfor bestemt at det generelle sikkerhetsnivået skulle løftes over minstekravene i Eurokode ($\gamma_m > 1,5$). Dette medførte behov for en AZ-spunt med 2 stager, bestående av 19 lissar per anker.

Deformasjons- og tøyningsskriterier

I tillegg til strenge krav om stabilitet i dimensjoneringene var det stort fokus på deformasjons- og tøyningsskriteriet. Modellering av deformasjons- og stivhetsoppførsel til hovedsakelig de sensitive løsmassene ble derfor vektlagt for å kontrollere at forventet deformasjon ikke skulle forårsake strain-softening i materialet.

Basert på treksialforsøk og empirisk data for norsk kvikkleire ble det bestemt tillatte verdier for deformasjon og tøyning. Deformasjonskriteriet til spunten ble bestemt gjennom sensitivitetsstudier sammen med beregningsmessig kontroll av tøyninger utført ved modellering i modell. Horisontaldeformasjoner på spunten ble satt til å ikke overstige 1,7 cm for å hindre tøyninger i sensitiv leire og potensiell strain-softening.

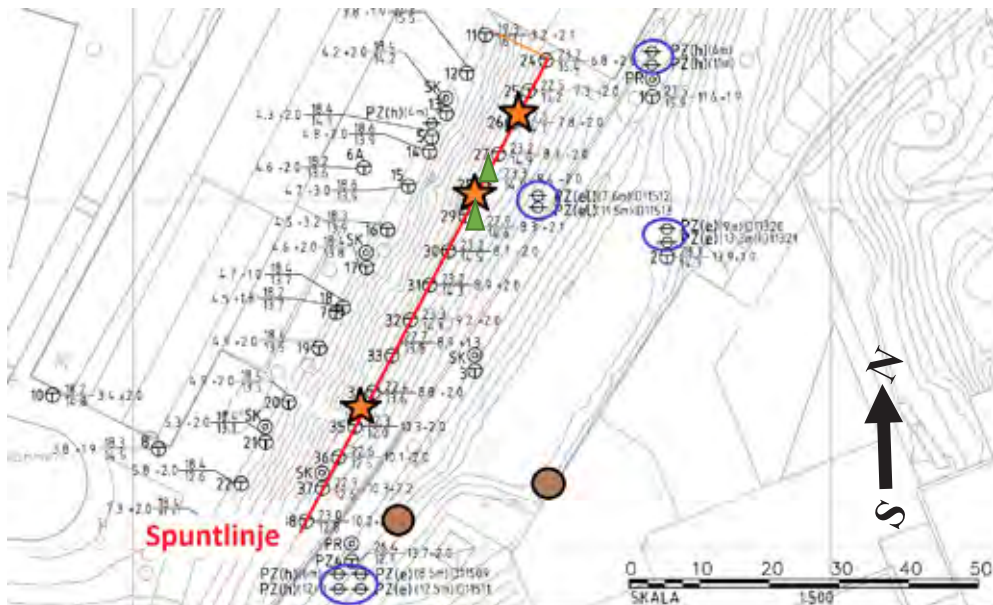
OVERVÅKNING OG MONITORERING – OPPFØLGNING I BYGGEFASEN

Fra en rådgivers perspektiv, og ikke minst utførende, var jevn og god kommunikasjon en viktig faktor for å belyse uklarheter og sikre at løsninger og planer var omforent underveis. Oppstartsmøter med prosjekterende, totalentreprenør og utførende underentreprenører ble avholdt før oppstart av hver delprosess som dermed var avgjørende for suksess, samt jevnlig befaringer på byggeplass. Behov for tett oppfølging av grunnarbeidene under byggefasen ble bestemt med bakgrunn i det totale risikobildet som inkluderte blant annet overliggende parkeringsgarasje og barnehage (lav risiko – ekstrem konsekvens). Dermed ble et omfattende måleprogram med automatisk logging og varsling av ulike elementer som blant annet deformasjon og last etablert for nøye overvåking av byggegropens utvikling.

Måleutstyr, program og varsling

For oppfølging og overvåking i byggefasen ble det etablert følgende måleprogram (se figur 4 under):

- 3 inklinometermålere langs spunten
- 2 lastceller (en i hver stager)
- 6 elektriske og 4 hydrauliske poretryksmålere
- 2 vibrasjonsmålere i løsmasser
- Setningsnivellement på nabobygg



Figur 4: Omtrentlig plassering av poretrykksmålere (blå ring), vibrasjonsmålere (brune prikker), inklinometermålere (oransje stjerner) og lastceller (grønn trekant)

Inklinometer:

Maksimal spuntforskyvninger er beregningsmessig funnet å være ca. 1,1 cm. Nivå for maksimal deformasjon og deformasjonsforløpet på spunten vil variere avhengig av arbeidsfase. Følgende varslings- og kritiske nivåer er derfor bestemt:

- Varselnivå 1: horisontalforskyvning av spunt $\geq 1,2$ cm
- Kritisk nivå: horisontalforskyvning av spunt $\geq 1,7$ cm

Ankerlast:

Det er beregnet karakteristiske (SLS) og dimensjonerende (ULS) staglaster for samtlige faser gjennom grunnarbeidene.

Varslingsnivået settes til lastnivå ca. 25% over maksimal SLS last, mens kritisk nivå settes til ca. 90% av stagets dimensjonerende kapasitet.

Varslingsnivå 1:

- Øvre stagraad: Staglast ≥ 1000 kN
- Nedre stagraad: Staglast ≥ 1500 kN
- Kritisk nivå: Staglast ≥ 2100 kN

Poretrykk:

Basert på beregninger legges det opp til følgende varslings- og kritiske nivåer for poretrykkoppbygning fra grunnarbeidene:

- Varslingsnivå: 20 kPa økning i poretrykk
- Kritisk nivå: 30 kPa total økning i poretrykk

Vibrasjon:

Det er fastsatt følgende grenseverdier for tillatt vibrasjonsnivå:

- Spunting med fallodd (og ramming): svingehastighet $v_f = 21$ mm/s
- Spunting med vibrolodd: svingehastighet $v_f = 14$ mm/s
- Målerne måler vibrasjonsnivået kontinuerlig og måleverdiene overføres til en database der de lagres.

Varslingsrutiner og strakstiltak:

"Horisontalforskyvninger skal sendes til ansvarlig byggeleder på plassen og RIG. Fører av gravmaskin ansvarlig for utgravingen bør også varsles ved overskridelser slik at utgraving kan midlertidig stanses. Ved overskridelse av angitte nivåer skal alle pågående arbeider umiddelbart stanses. Deretter skal entreprenøren straks kontakte RIG og for videre avklaring av situasjonen. Entreprenøren bør da oppsummere status for siste pågående arbeider, samt fremlegge bilder av byggeplassen slik den foreligger på det aktuelle tidspunktet. Strakstiltak ved overskridelse av kritisk nivå er tilbakefylling av utgravde masser mot spunt. Det bør det også iverksettes nivellement (med laser) av spunt.", hentet fra Multiconsult ASA (2017).

DEN VALGTE LØSNINGEN FOR OVERVÅKNING

Innledningsvis i prosjektet fikk Cautus Geo oversendt fra AF Gruppen den detaljerte beskrivelsen av overvåkningsprogrammet nevnt over, noe som ga Cautus Geo en meget god innsikt i de spesifikke krav og grenseverdier for den geotekniske instrumenteringen. Denne informasjonen la derfor grunnlaget for å tilpasse og velge riktige instrumenter som kunne tilfredsstille høye krav til nøyaktighet og tillate strenge grenseverdier og tilhørende alarmdefinisjoner.

Inklinometer – sensorløsning:

For deformasjonsmåling på spunt ble det benyttet borhullsinstrumenter av typen Measurand SAAF500 (Shape Accel Array Field) Model 3. Instrumentet er en sammenhengende kabel bestående av 500 mm lange målesegmenter. Disse segmentene inneholder MEMS sensorer som måler vinkelendringer mellom segmentene med svært høy nøyaktighet. Instrumentet måler samtidig temperaturen langs hele målekabelen, som videre brukes i deformasjonsberegningen for å oppnå så gode måleresultat som mulig og minimere påvirkningen av temperaturendringer.

SAAF systemet er et robust system som kan benyttes til både horisontale og vertikale deformasjonsmålinger. Nøyaktigheten for en 32 meter lang sensor er oppgitt til 1,5 mm.

I dette prosjektet ble det benyttet 3 instrumenter av denne typen:

- INC1 (10 meter instrumentlengde, 0,5 meters målesegmenter)
- INC2 (9,5 meter instrumentlengde, 0,5 meters målesegmenter)

- INC3 (8,5 meter instrumentlengde, 0,5 meters målesegmenter)



Figur 5: Viser SAAF instrumentet fra Measurand som ble benyttet i prosjektet slik det kommer fra produsent.

Inklinometer – installasjon:

Cautus Geo installerte 3 juli 2017 3 stk. inklinometere på spunt, med henholdsvis lengder på 8,5 m, 9,5 m og 10 m. Instrumentene ble installert i en plast-casing som videre var installert i et 50*50 mm firkanttrør som på forhånd var sveiset til utsiden av spuntnålene(jordsiden) før de ble satt ned. Inklinometerkanalene var forhåndsmontert langs hele spuntlengden ned til fast fjell hvor spunten var forankret med bergbolter.



Figur 6: a) Viser installasjon av en av SAAF instrumentene (INC3) hvor det føres av trommelen og ned i inklinometerkanalen på spunt. b) Viser pågående koblingsarbeid i loggerskap 13. september 2017. Foto: Cautus Geo

Nullpunktet og referansen for målingene ble satt til bunn av instrumentet, som antas å være det mest stabile punktet på instrumentet. Deformasjon er vist ut fra X, Y, Z hvor Z er dybden, mens X og Y er orientert (horisontalt) som vist i illustrasjon under, hvor positiv X er normalt på spuntlinjen inn i spuntgropa, og positiv Y er parallelt med spunten mot venstre (sør-vest) etter høyrehåndsregelen. Da referansepunktet er satt i bunn av inklinometerkanalen vises

målepunktene i dybden (Z-aksen) som segment #1, #2 osv. i senere viste grafer. Første målepunkt i bunn av kanalen defineres da som segment #1 etterfulgt av økende segmentnummer mot topp spunt.



Figur 7: Viser XYZ storskala orientering av SAAF instrumentene i forhold til den etablerte spuntlinjen.

Lastceller på ankerstag – sensorløsning:

Det ble benyttet lastceller av typen Geosense VWLC 5000 med øvre kapasitet 2500 kN. Lastcellene leveres med kraftfordelingsplater og har 5 interne sensorer i hver celle for å utligne for eventuelle skjevbelastninger mellom lissestagene og puten. Oppgitt nøyaktighet for lastcellene er 0,5% av FS (full skala).



Figur 8: Viser Geosense VWLC-5000 lastcellen som ble benyttet på prosjektet. De to lastcellene som ble benyttet hadde en øvre kalibrert kapasitet på 2500 kN, men er samtidig designet for å håndtere laster opp til 3000 kN.

Lastceller på ankerstag – installasjon:

Installasjon av lastceller ble utført i regi av Entreprenørservice med bistand fra Cautus Geo fortløpende når lissestagnene ble etablert. Den 6 september 2017 ble lastcellen på øvre stegrad etablert, mens lastcelle på nedre stegrad ble etablert 23 oktober 2017. Lastcellene ble montert med en avstand på ca. 2,5 meter vertikalt og 1 meter horisontalt. Begge lastceller ble forhåndskalibrert i laboratorium og kontrollert før installasjon i felt. Under oppspenning og belastningstest ble lastcellenes målte verdier sammenlignet med belastningen på den hydrauliske oppspenningsjekkkn som ble benyttet.



Figur 9: Viser ferdig montert lastcelle på lissestag i øvre stegrad i september 2019. Foto: Cautus Geo

Poretrykk:

Det ble benyttet 6 elektriske poretrykksmålere av typen Geosafe PVT, som ble installert med fjernavlesning og varsling ved ca. 5 m og 25 m bak spunten (se figur 4). Målerne ble installert i to dybder på hver lokasjon, dypeste måler ned mot berg og andre måler omtrent 4 m opp og dermed godt plassert inne i leiren. Fire hydrauliske piezometere ble brukt som referansepunkter gjennom prosjektets utvikling, og viste generelt sammenfallende tendens med de elektriske piezometere. Relativt store lokale variasjoner i poretrykk/grunnvannsnivå over skråningsområdet ble avdekket i poretrykksmålerne.

Kritiske nivåer og varslingsgrenser for poretrykksøkninger ble fastsatt basert på stabilitetsanalyser. Delprosser under etableringen av sikringskonstruksjonen, spuntinstallasjon, kalk-sement stabilisering og ankerboring/installasjon, var forventet å påvirke poretrykket i skråningen. Kalk-sement stabiliseringen ville i hovedsak foregå på framsiden av spuntlinjen mot byggegropen og ville derfor bli skjermet av selve spunten og påvirke poretrykket lite, mens det var mest usikkerhet om poretrykksresponsen knyttet til boring av ankere. Spuntramming var forventet å ha liten effekt på poretrykket.

Vibrasjoner:

For å kontrollere at vibrasjonen fra spuntinstallasjon ikke skulle skape store vibrasjoner eller rystelser i løsmassene ble vibrasjonsmåling tatt i bruk. Multiconsult installerte, driftet og overvåket vibrasjonene.

Grenseverdier for akseptabelt nivå ved vibrasjoner under spunting ble bestemt ved hjelp av Norsk standard 8141 (*Standard Norge, 2014*) del 3: «*Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire*» i kombinasjon med reduksjonsfaktorene fra del 2 som omhandler spunting og peling.

Under installasjon av spuntkonstruksjonen ble det ikke registrert vibrasjoner over grenseverdien på 21 mm/s for spunting med ramming/fallodd.

Måledata:

For presentasjon og varsling av deformasjoner på spunt og ankerlast ble nettportalen Cautus Web benyttet. Cautus Web er en web-basert løsning for behandling og presentasjon av data fra ulike sensorer og målesystemer. Denne plattformen utgjør en komplett løsning for sanntidsovervåking av utsatte konstruksjoner, vann og landområder.

En oversikt over modulene som ble benyttet i prosjektet, samt en kort beskrivelse er vist i figur 10.

Modul	Egenskap
	Presentasjon av alle sensorer på kart Dynamiske informasjon i kart om status på instrument både teknisk og eventuelle overskridelser av grenseverdier (advarsel og alarm).
	Teknisk overvåking av ulike sensorer, strømforsyning og kommunikasjon
	Øversikt over ulike sensorer tilgjengelig, status og link til plot
	Plot og presentasjon av ulike hendelser med metadata Analyse og sammenstilling av måledata fra ulike sensortyper Funksjonalitet for eksport av måledata til tredjeparts programvare
	Oppsett av ulike typer alarmer hvis målinger når definerte terskelverdier eller endrer teknisk status Varsel på epost og/eller SMS
	Logg av alle hendelser, både teknisk og målealarmer
	Administrasjon av brukere

Figur 10: Viser oversikt over de ulike modulene i nettportalen Cautus Web.



Figur 11: Viser oversikt over de ulike sensorene i nettportalen Cautus Web. Kartgrunnlaget kan endres, men er i denne figuren hentet fra ortofoto.

Loggeintervall

Loggeintervall for inklinometer og lastceller ble under etableringsfasen satt til hvert. 15 minutt. Ved overgangen til permanent fase ble loggeintervallet opprettholdt på hvert. 15 minutt for deformasjon og ankerlast. Loggerintervallet ble ved flere anledninger fjernstyrt for hyppigere måleintervall under enkelte kritiske deler av etableringsfasen.

Alarm og varsler

Det ble satt opp grenseverdier etter gitte nivåer innledningsvis og alarmer for inklinometer og lastceller har vært aktiv fra 2017 til dags dato. Det ble varslet / varsles med epost og/eller SMS til alle som står på den aktuelle varslingslisten.

Anbefalt installasjonstid for ulike geotekniske sensorer

Inklinometer:

- Så raskt spuntkonstruksjonen er på plass og før utgraving starter. Inklinometerkanaler må på forhånd være sveiset på spuntnåler før installasjon.

Lastceller:

- Så raskt lissestagene og putene er etablert og før videre utgraving fortsetter

Poretrykk:

- Poretrykksmålere bør installeres minimum 1-2 mnd før arbeid / inngrep starter opp for å logge naturlige variasjoner

Vibrasjonsmåling:

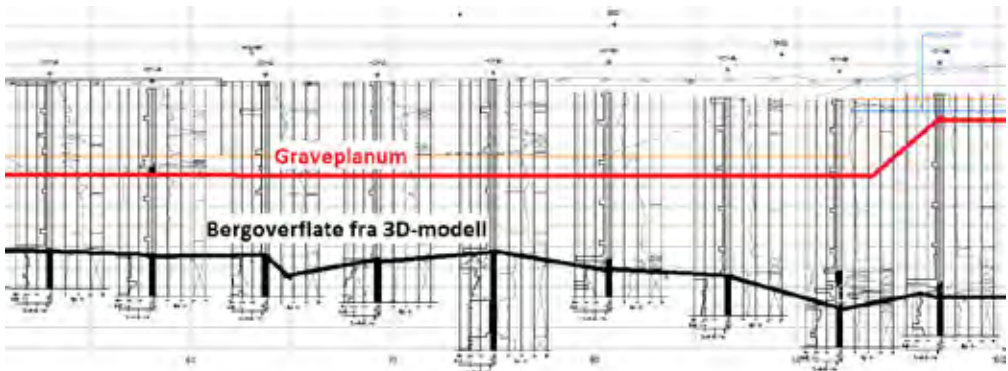
- Vibrasjonsmålere bør installeres i god tid før arbeidet starter opp for å logge naturlige variasjoner (1-2 uker før start)

BYGGEFASE – OPPFØLGING, ØVERVÅKNING OG OSERVASJONER

VALG AV SIKRINGSKONSTRUKSJON

Basert på modelleringsresultater lå det kritiske området for konstruksjonen ved overgangen mellom morene og berg, som begrenset valgmuligheter for sikringskonstruksjon. Bruk av slissevegg og sekantpelevegg ble forkastet basert på fremdriftsforhold og kost, og dermed var en forankret rørsputt eller en forankret AZ-spunt de gjenstående alternativene for en robust sikringskonstruksjon.

Etter at motfyllingen var på plass (også benyttet som arbeidsplattform) ble det i samråd med entreprenør valgt å utføre supplerende totalsonderinger for omtrent hver 5 m langs spuntlinjen for å verifisere en relativt flat bergoverflate samt liten mektighet av morenemasser over berg. Et kritisk omfang av morenemasser over berg som påkrevde forboring langs spuntlinjen ble ikke påtruffet. Streng kontroll i utførelsen av både spuntramming og fotboltinstallasjon, førte til at AZ-spunt ble vurdert som gjennomførbart. Alternativet om bruk av rørsputt ble likevel holdt åpent dersom det ble problemer med sikring av spuntfoten under utførelse. Grenseverdi for tillatt glippe mellom spunt og berg ble satt til 10 cm hvor stort fokus ble lagt på oppfølging og registrering av glippe. Underveis i utførelsen ble det ikke avdekket gliper med vesentlige avvik fra grenseverdi, selv om enkelte av nålene lå opp mot øvre grense. Dette ble akseptert basert på overhøyde i fotboltkapasitet.



Figur 12: Skisse av spuntsnitt med bergoverflaten fra 3D-modell basert på sonderinger i spuntlinjen

Levetidsbetraktninger - Permanent konstruksjon

Ettersom spuntkonstruksjonen ble ansett som avgjørende for å opprettholde tilfredsstillende krav til områdestabilitet, og derav av permanent art, ble dimensjonerende levetid for spuntten satt til 100 år. Sprøytebetong ble brukt som korrosjonsbeskyttelse av ankerhoder og puter i kombinasjon med korrosjonsmonn. Ekstra robusthet i prosjekteringen ble lagt inn der det ikke var mulighet for dobbel korrosjonsbeskyttelse av kritiske elementer. Dette gjaldt hovedsakelig elementer, som f. eks. fotbolter, som ville være vanskelig å inspisere og vedlikeholde etter bygging. En fotbolt per spuntbuk var tilstrekkelig beregningsmessig, men for økt robusthet ble det valgt å installere to per spuntbuk.

Seismisk dimensjonering

I henhold til Eurokode 8 (2014) faller konstruksjonen innen grunntype S2 grunnet sensitiv leire/kvikkleire, og derfor skulle den permanente spuntten dimensjoneres for jordskjelv. Dynamisk tidshistorieanalyse i Plaxis for hele systemet ble utført til slutt, som påviste

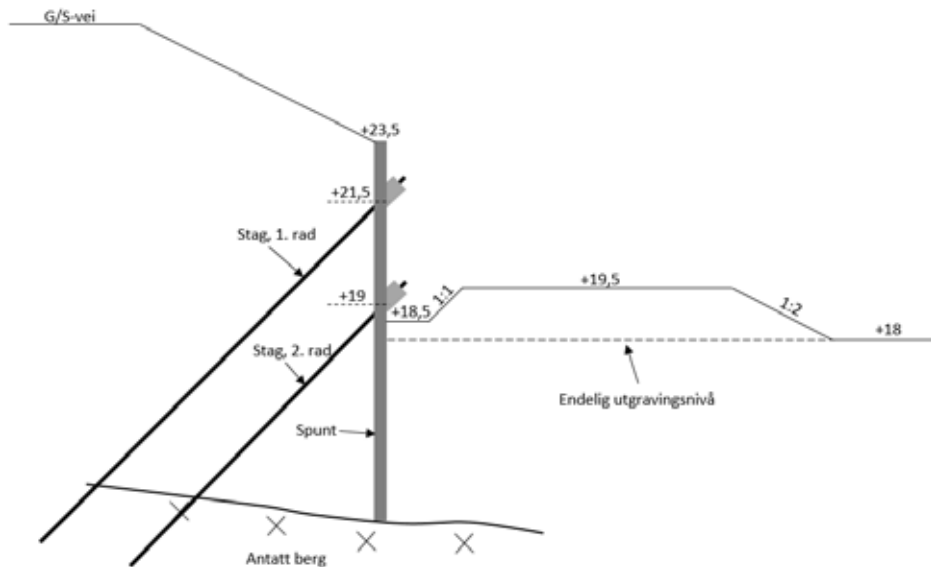
tilstrekkelig stabilitet under jordskjelv. Full utnyttelse av enkelt komponenter gjennom analysen ble tillatt så lenge tøyninger og deformasjoner var innenfor akseptable nivåer. Basert på de seismiske analysene ble kapasitetskontroll og dimensjonering av komponenter utført, eksempelvis spunt, fotbolt og anker.

ARBEIDSGANG – ETABLERING AV SPUNKONSTRUKSJON

Overordnet arbeidsgang for etablering av den permanente spunkonstruksjonen var som følger:

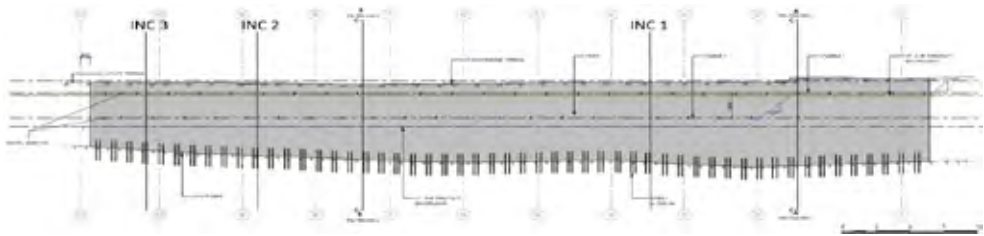
- Etablering av arbeidsplattform/motfylling i skråningsbunn
- Installasjon/ramming av spunt
- Kalk-sement stabilisering på innsiden av spunkonstruksjonen mot byggegropen
- Seksjonsvis utgraving langs spunlinjen, samt graving i tre nivåer
- Installasjon av stagrader i to nivåer med forankringsanker
- Etablering av lokk på spunt

Figur 13 viser i hovedsak den ferdigstilte spunkonstruksjonen etter installasjon av nedre stegrad i et snitt. Etter oppspenning av ankerene ble utgraving til endelig utgravingsnivå på kote +18 utført før installasjon av lokk på spuntopp.

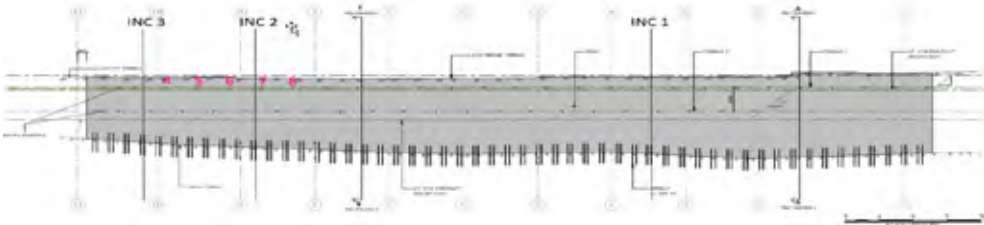


Figur 13: Andre gravefase og installasjon av nedre stegrad (etter oppspenning av nedre stegrad ble endelig utgraving til kote +18 utført)

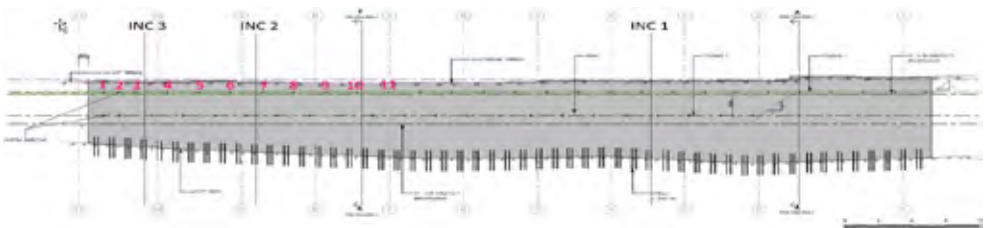
Ettersom spunkonstruksjonen ble etablert med seksjonsvis utgraving og ankerinstallasjon, var arbeidsgangen langs spunlinjen i forskjellige faser gjennom byggefase. *Figur 14-22* viser hovedsakelig arbeidsgangen langs spunlinjen gjennom etableringen:



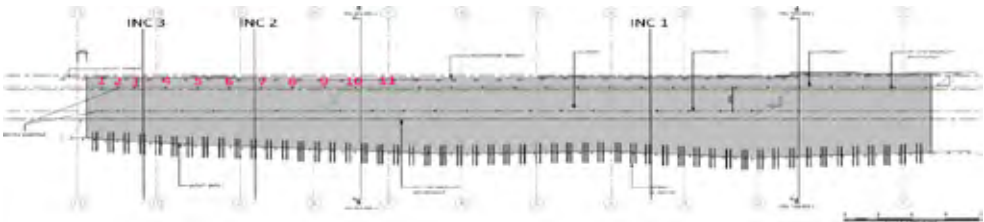
Figur 14: Første utgravingsfase med lokal grøft for installasjon av ankere i øvre stagrad



Figur 15: Installasjon av første ankere i øvre stagrad



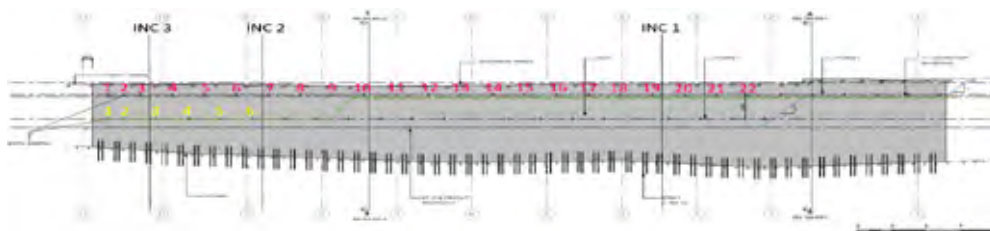
Figur 16: Installasjon av flere ankere i øvre stagrad



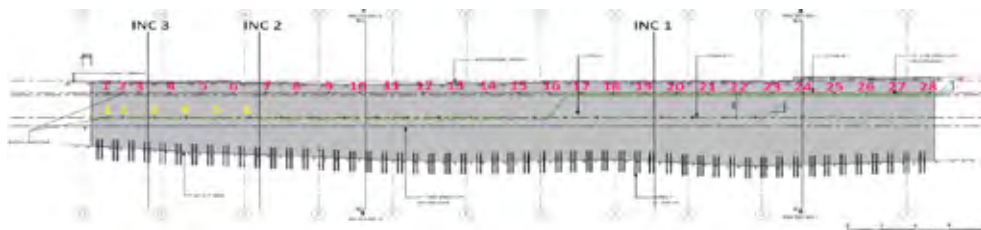
Figur 17: Seksjonsvis utgraving av andre gravefase med tilhørende grøft for installasjon av ankere



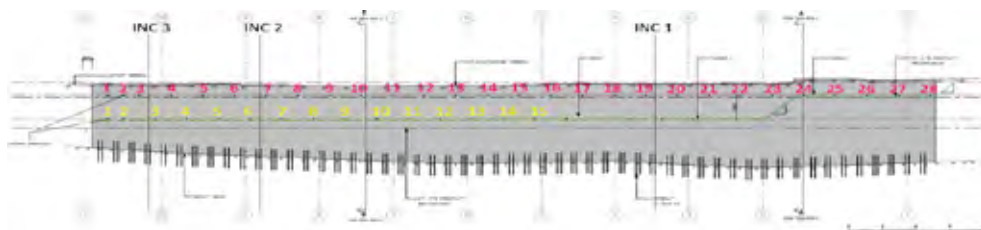
Figur 18: Videre installasjon av ankere i øvre stagrad



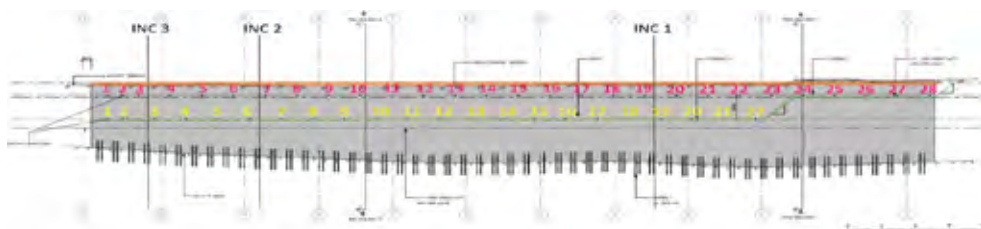
Figur 19: Installasjon av første ankere i nedre stagrad



Figur 20: Installasjon av resterende ankere i øvre stagrad



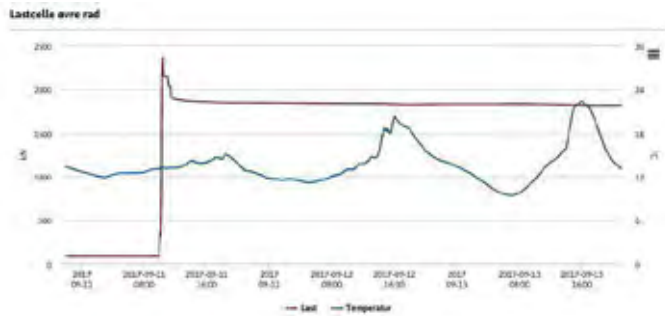
Figur 21: Videre installasjon av ankere i nedre stagrad og seksjonsvis utgraving av andre gravefase



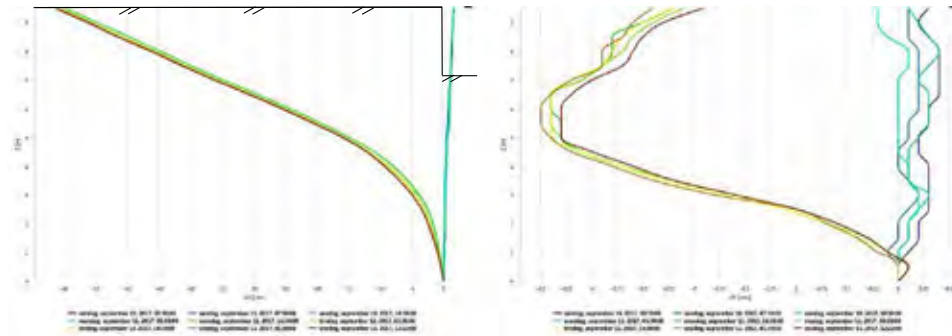
Figur 22: Installasjon av resterende ankere i nedre stagrad og etablering av lokk samt utgraving til endelig gravenivå på kote +18

Måledata fra etablering av spuntkonstruksjon

De forskjellige delprosessene i arbeidsgangen ble observert gjennom Cautus Web, der varslingsnivåer for kritiske grenser var lagt inn for ekstra sikkerhet (som nevnt tidligere). Utslaget i lastceller og deformasjon av spunt ved installasjon av øvre stagrad er sett i figur 23 og figur 24 under:



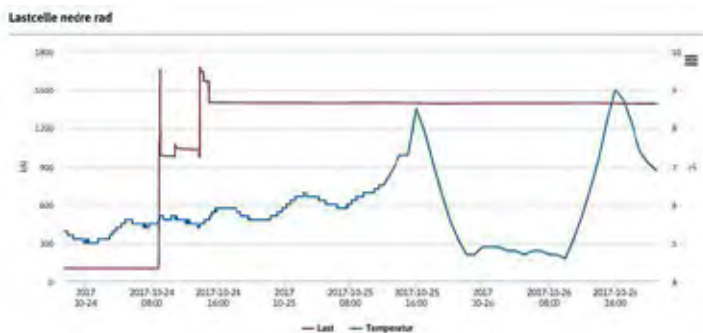
Figur 23: Viser utslag og testing under oppspenning av lastcelle på øvre stagrad 11.09.17. Belastningstest under oppspenning av ankeret fremkommer tydelig på måledataene.



Figur 24: Viser utslag på inklinometer 2 ved oppspenning av stag i øvre stagrad. Sammenfaller med oppspenning av lastcelle 11.09.17 da disse sensorene er lokalisert i samme område.

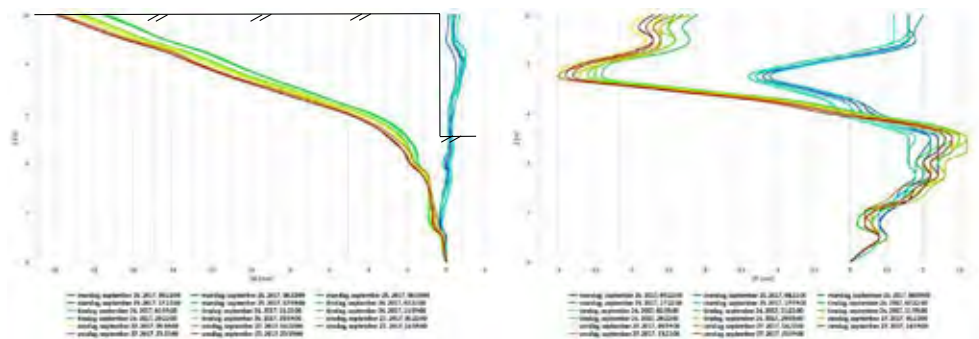
Figur 23 viser at prøveoppenningslasten/testing ble utført som planlagt (2310 kN) ved installasjon av ankere i øvre stagrad. Inklinometer viser at spuntten går fra en liten utadrettet deformasjon etter første utgraving ned til stagnivå, til innadrettet deformasjon på opp mot 6 cm etter installasjon av øvre stagrad.

Videre installasjon av ankere i nedre stagrad er sett i figur 25 og figur 26 under:



Figur 25: Viser utslag i last under testing og oppspenning av lastcelle på nedre stagrad 24.10.17

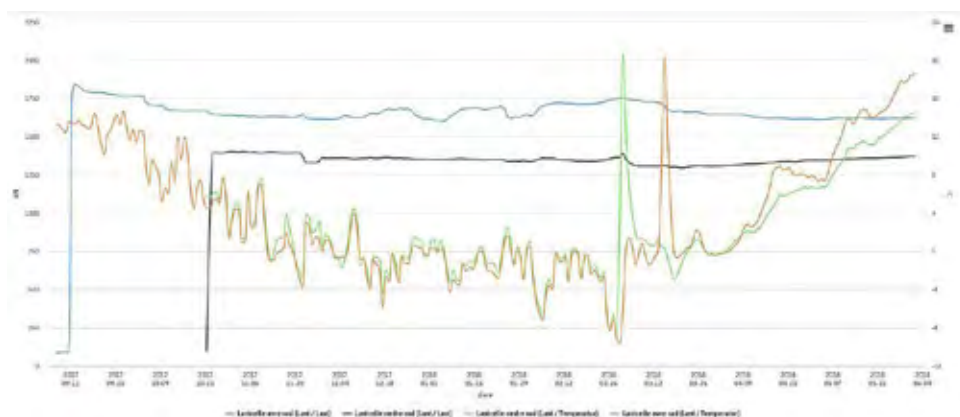
Installasjon av resterende ankere i nedre stagrad er vist i inklinometer 1, figur 26.



Figur 26: Viser utslag på inklinometer 1 ved oppspenning av stag på nedre stagrad 26.10.17

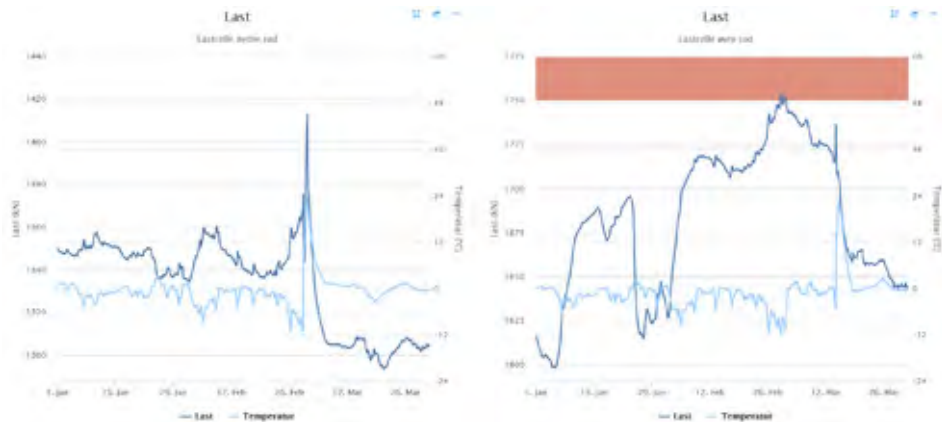
Installasjon av resterende ankere i nedre stagrad lokalisert rundt inklinometer 1 (se figur 21) viser utslag i inklinometeret. Her registreres det en innadrettet deformasjon i skråningen på ca. 2 cm.

Ved å se på last kombinert med temperatur registrert i lastcellene over byggeperioden frem til ferdig etablering i juni 2018 (se figur 27), observeres det at lasten begynner å stabilisere seg først etter at lokk på spuntet etableres fra april til juni 2018.



Figur 27: Viser utslag i kN og temperatur for lastcelle i øvre og nedre stagrad under etableringsfasen frem til juni 2018.

Temperaturen viser kraftig utslag i øvre og nedre lastcelle under innstøp av pute, henholdsvis 2. og 15. mars 2018. Den signifikante temperaturøkningen er trolig en følge av herdeprosess i betong.

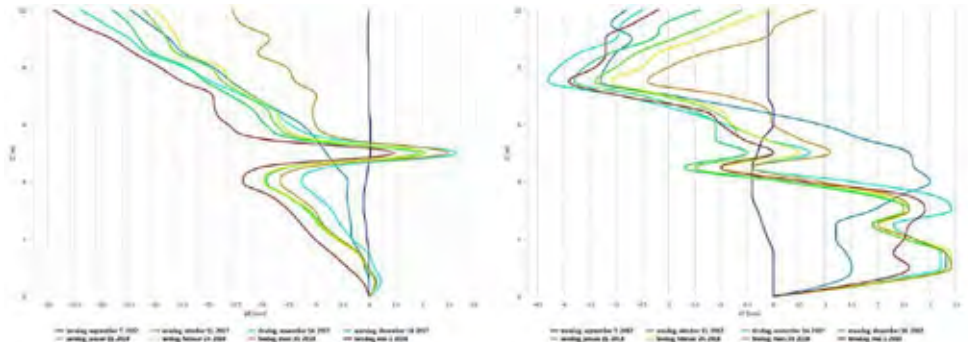


Figur 28: Viser lastutslag i kN og temperatur for lastcelle i øvre og nedre stagrad under siste del av etableringsfasen (januar til mars 2018). Legg merke til sammenheng mellom negative temperaturer og last. Lasten i øvre stagrad var på et tidspunkt over varslingsgrense (rødt område).

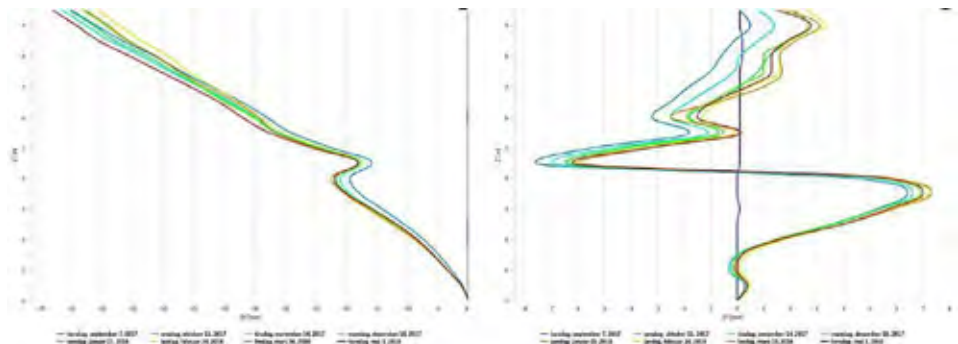
Gjennom vinterperioden 2017-2018 registreres det at kraften i ankerene får hovedsakelig umiddelbare og signifikante økninger når temperaturen synker, og da spesielt under 0°C – før permanent frostsikring ble etablert (se figur 28). Dette indikerer en lite funksjonell midlertidig frostsikring samt at slike spuntkonstruksjoner kan være vesentlig utsatt for kalde og relativt korte perioder i byggefasen.

Registrerte laster etter siste utgravingsfase viser en annen fordeling av kreftene mellom stagen enn de prosjekterte verdiene. Lastcellen for enkeltankeret i øvre stagrad var om lag 55 % høyere enn beregnede karakteristiske verdier, mens lastcellen for enkeltankeret i nedre stagrad var om lag 15 % lavere enn de beregnede verdiene etter siste utgravingsfase. Totalt sett tilsier dette ca. 20 % større målt last etter siste utgravingsfase enn hva som var beregnet. I forhold til dimensjonerende last for øvre stagrad under beregningsmessig kritisk fase (utgraving til nedre stagrad), var den høyeste målte verdien i lastcellene gjennom byggefasen ca. 8 % lavere. Den beregnede ankerlasten er større i nedre enn i øvre stagrad, noe som ikke stemmer overens med de målte verdiene i lastcellene. Det ble heller ikke observert like stor lastreduksjon i øvre stagrad etter oppspenning av nedre stagrad som beregnet. Dette kan skyldes bruken av «antatt konservativ» lagdeling og vurdering av stivhetsparametere i jordlagene bak spunten i henhold til deformasjonsbetraktninger (og vurdering av strain-softening for leiren bak spunten), men som da ikke er konservativt med tanke på lastberegninger og fordeling av laster mellom stagradene. Ettersom det kun er installert lastceller i et punkt per stagrad, kan også denne effekten være lokal. På en annen side er ikke modellen beregnet i 3D, men som et gjennomsnitt av løsmassene bak spunten i 2D som begrenser såkalte flerdimensjonale effekter i beregningene. Det finnes likevel en mulighet for at fordeling av stagkrefter kan ha blitt noe undervurdert/feil-estimert. Det er dermed viktig å være klar over at flere aspekter med tanke på design bør vurderes og prosjekteringsforutsetninger velges for ulike formål.

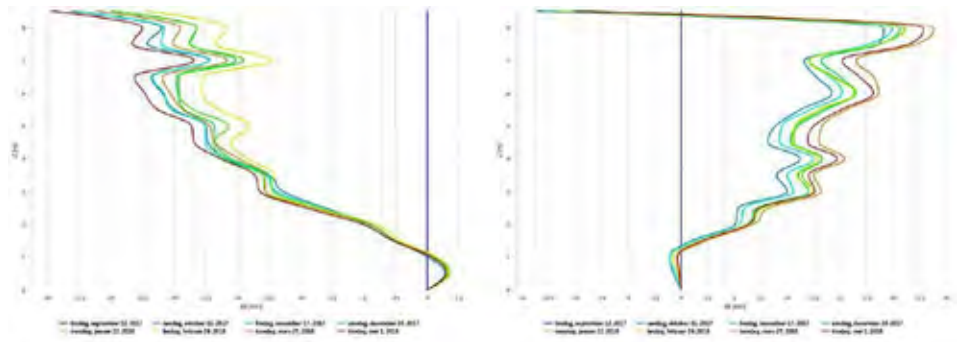
Ved å se på inklinometerdata gjennom byggeperioden frem til ferdig etablering i juni 2018 (se figur 29-31), observeres det at spuntkonstruksjonens bevegelse er under oppspenning av stag, og at bevegelene stabiliseres etter at ankerene er installert.



Figur 29: Viser laterale forskyvninger fra inklinometer 1 under etableringsfasen frem til juni 2018.



Figur 30: Viser laterale forskyvninger fra inklinometer 2 under etableringsfasen frem til juni 2018.



Figur 31: Viser laterale forskyvninger fra inklinometer 3 under etableringsfasen frem til juni 2018. OBS dårlige måledata som følge av påkjørsel under utgraving i september 2017.

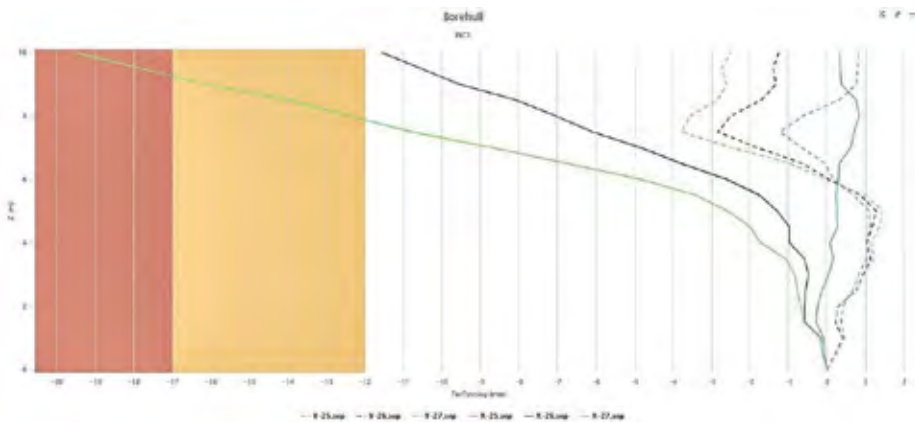
Inklinometer 1 og 2 viser en svingning på om lag 1-2 cm etter at ankerene er installert. Inklinometer 3 viser om lag samme trend, men viser usikre data som følge av påkjørsel under utgraving. Utbulingen som vises ved dybde ca. 4 m i inklinometer 1 og 2 er muligens et resultat av en rotasjon av pute som har påvirket inklinometerne. En annen årsak kan være en bøyning i inklinometer-rørene grunnet den innadrettede deformasjonen. Som tidligere nevnt viser negativ x-verdi spuntens bevegelse innover i skråningen, mens negativ y-verdi viser

spuntens langsgående bevegelse mot nord-øst (Jøtulbygget). For inklinometer 1 og 2 vises det en negativ y-verdi i øvre del av spunten (bevegelse mot nord-øst), mens en positiv y-verdi i nedre del av spunten (bevegelse mot sør-vest). Dette kan muligens sees i sammenheng med selve etablering – installering av øvre stagra har dratt spunten mot nord-øst grunnet ankerenes vinkling i denne retningen, mens det motsatte har skjedd ved installering av nedre stagra.

Beregningsmessige deformasjoner lå i størrelsesorden 0,2 % av utgravingshøyden. Med svært stive konstruksjoner er selv dette kravet i nedre grense av hva som er mulig å oppnå. Dette førte til at det var ekstremt viktig å overvåke spuntens bevegelse for å verifisere beregningene/prosjekteringsforutsetningene gjennom utførelsen av spuntkonstruksjonen. I tillegg til de 3 inklinometrene som ble installert langs spunten ble det utført kontrollmålinger av spunttopp for å verifisere resultatene fra inklinometermålingene underveis i etableringen av spuntkonstruksjonen, som generelt samsvarte godt.

Minst like stor utfordring som utadrettet deformasjon av spunten mot byggegroppen var forventningen om deformasjon av spunten innover i skråningen, som sett fra måleresultatene. Denne forventningen var basert på konservative forutsetninger som lå til grunne med tanke på stivhet kombinert med meget kraftige ankere.

Før oppspenning av ankere samsvarte beregnede og målte deformasjoner av spunten meget godt. Etter oppspenning av øvre stagra var derimot innadrettet deformasjon av spunten i størrelsesorden 2-6 cm som forventet avvek fra de beregnede deformasjonene. Med tanke på tøyninger og strain-softening i den sensitive leira ble dette kontrollert og funnet akseptabelt. Totalt ble det ikke målt utadrettet deformasjon av spunten over 0,2 % av utgravingshøyden – ca. 1,1 cm.

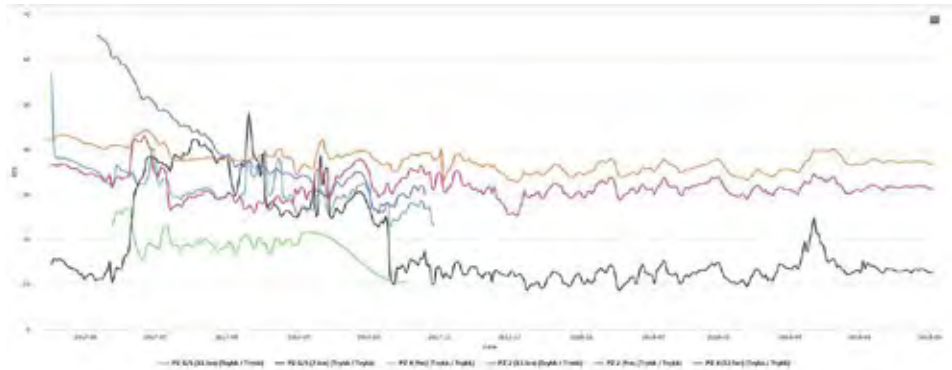


Figur 32: Viser eksempel på hendelse som utløste alarm på inklinometer 1 grunnet oppspenning av nærliggende anker 26.09.2017.

Figur 32 viser at inklinometer 1 trer inn i varslingsområde for deformasjon. Hendelsen forårsaket utsending av alarm per epost og SMS til alle på varslingslisten, noe som førte til umiddelbar dialog mellom entreprenør, Cautus Geo og RIG. Arbeidet ble stanset og situasjonen ble vurdert, før arbeidet ble igangsatt. RIG satte da nye grenseverdier for deformasjon på inklinometer 1 for at alarmen skulle kunne slå ut på ny. Varslingsprosessen fungerte som tiltent.

Poretrykksmålinger

Sett fra resultatene gjennom byggeperioden frem til ferdig etablering i juni 2018 er det observert at poretrykksmålinger plassert i leirelaget brukte lenger tid på å stabilisere seg etter installasjon (figur 33).



Figur 33: Viser poretrykksmålinger fra 6 elektriske poretrykksmålere under etableringsfasen frem til juni 2018.

Under boring viser poretrykksmålingene hovedsakelig kortvarige lokale responser som hadde tendens til å stabilisere seg på under et døgn. Tidspunktene for boring i berg og utslagene i poretrykksmålingene samsvarte ofte godt, der utslagene var generelt størst i poretrykksmålerne nærmest spunten (som forventet). Utslagene for de bakenforliggende poretrykksmålerne var overraskende lave, men generelt var det en forventet sammenheng mellom utslag på grunn og dyp poretrykksmåler. Grunne poretrykksmålere plassert i leirlaget viser regelmessig utslag som er relativt noe forsinket i motsetning til dype poretrykksmålere over berg, men med lengre varighet. Variasjoner i tykkelse av mer permeable løsmasser over berg (morene) kan forklare avvik mellom utslagene for boring av de forskjellige ankrene.

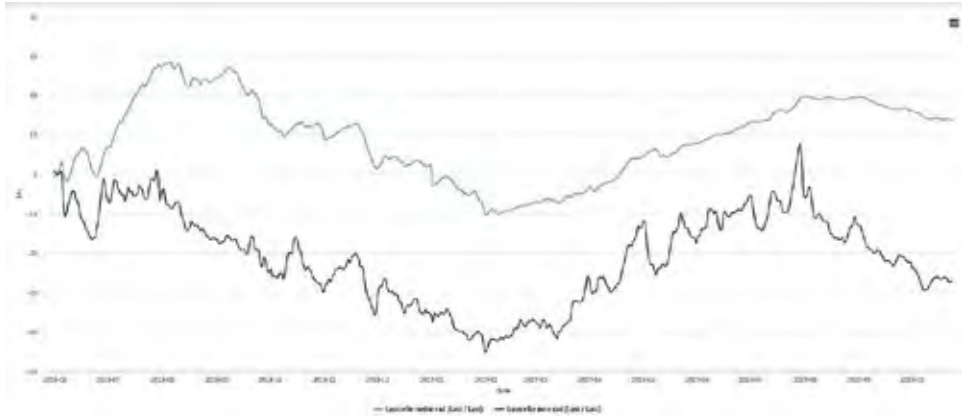
Strenge grensekriterier medførte at det var en tett oppfølging og godt samarbeid mellom alle parter samt god dokumentering med et fjernlogget måleprogram. Da instrumentering skulle demonteres gikk Multiconsult og Cautus Geo sammen om en dialog med påvirkende parter om muligheter for å forske videre på denne uvanlige konstruksjonen i en kvikkleireskråning. Før nå er det ikke funnet noen god dokumentasjon på overvåkning og monitorering av en slik type skråning med kritiske eksisterende konstruksjoner liggende i terrenget.

PERMANENT FASE – OPPFØLGING, ØVERVÅKNING OG OSERVASJONER

Med en tilfredsstillende god oppfølging gjennom etableringen av spuntkonstruksjonen, ble ønsket om et FoU-prosjekt mellom Multiconsult og Cautus Geo dannet. Fokuset skulle være å dokumentere og observere hvordan ytre krefter som temperaturendringer og nedbørsmengde gjennom forskjellige årstider ville påvirke konstruksjonen etter ferdigstillelse. Etter gode dialoger med byggherre/entreprenør, samt beboere og styret i boligkomplekset Kværnerdammen, ble det enighet om at overvåkingen og monitorering av konstruksjonen skulle fortsette på ubestemt tid, etter en kosmetisk utbedring. Dette ble sett på som et positivt engasjement fra alle parter, en verifisering av prosjektert konstruksjon for byggherre (og utførende), samt en sikkerhet for beboerne i Kværnerdammen boligkompleks. Fjernlogging av deformasjon og ankerlast (inkludert temperaturmålere) med loggerintervall på 15 minutter pågår fremdeles til dags dato, mens om lag 3 elektriske piezometere med manuell avlesning er operative.

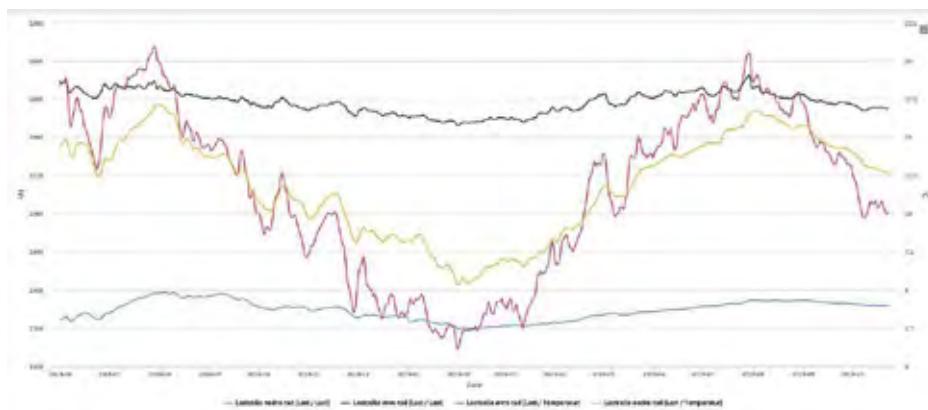
I fasen etter etablering av spuntkonstruksjonen har Multiconsult og Cautus Geo hatt jevnlige statusmøter for å se på utvikling og notere observasjoner med mulige årsaker. Innsamling av poretrykksdata og kvalitetskontroll av data har vært gjennomgående for perioden, samt en videreutvikling av funksjonalitet i nettportalen Cautus Web. Samtidig har alarm- og varslingsfunksjonen regelmessig blitt oppdatert, spesielt i ferieavviklingsperioder for å likevel ha en kontroll over konstruksjonen. Totalt sett er det per dags dato samlet måledata i over 1,5 år etter ferdigstillelse av spuntkonstruksjonen, og det er automatisk hentet inn over 250 000 målinger fra de ulike sensorene i denne perioden.

Ankerlast



Figur 34: Viser last målt i lastcelle øvre og nedre stagra fra juni 2018 til d.d. Startpunkt permanent fase (juni 2018) vises her som 0 kN.

Figur 34 viser last fra juni 2018 til d.d. for lastcelle øvre og nedre stagra. Lastcelle øvre og nedre stagra viser en variasjon på henholdsvis ca. 65 kN (ca. 6,5 tonn) og ca. 40 kN (ca. 4,0 tonn) ut fra årstidsvariasjoner. Basert på figuren viser lastene å gå tilbake til omtrentlig den samme verdien på det samme tidspunktet som året før.



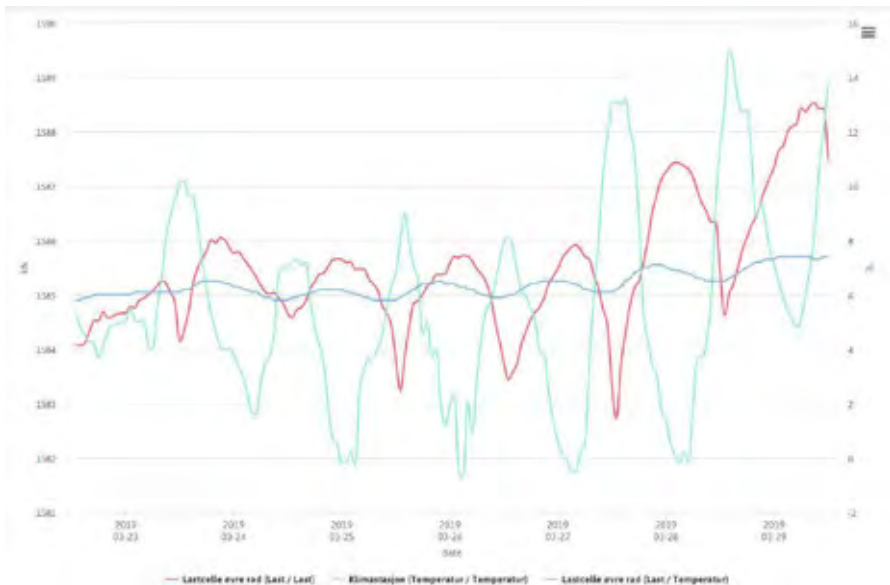
Figur 35: Viser last i kN mot temperatur internt i begge lastcellene fra juni 2018 til d.d. Her vises reell last i kN mot temperatur.

Lastcellen på øvre stagrad viser en makstemperatur på 20,1 grader og minstemperatur på 1,3 grader – en variasjon på 18,8 grader i den permanente fasen. Lastcellen på nedre stagrad viser en makstemperatur på 17 grader og minstemperatur på 5,3 grader – en variasjon på 11,7 grader i den permanente fasen. Dette tilsier at øvre stagrad er mer sensitiv for temperaturendringer enn nedre stagrad. Øvre stagrad er nærmere overflaten og vil dermed være mer påvirket av temperaturendringer i atmosfæren. Øvre stagrad viser også en større endring i både last og temperatur enn nedre lastcelle. Figur 35 viser samtidig god korrelasjon mellom endring i last og temperatur for begge stagrader.



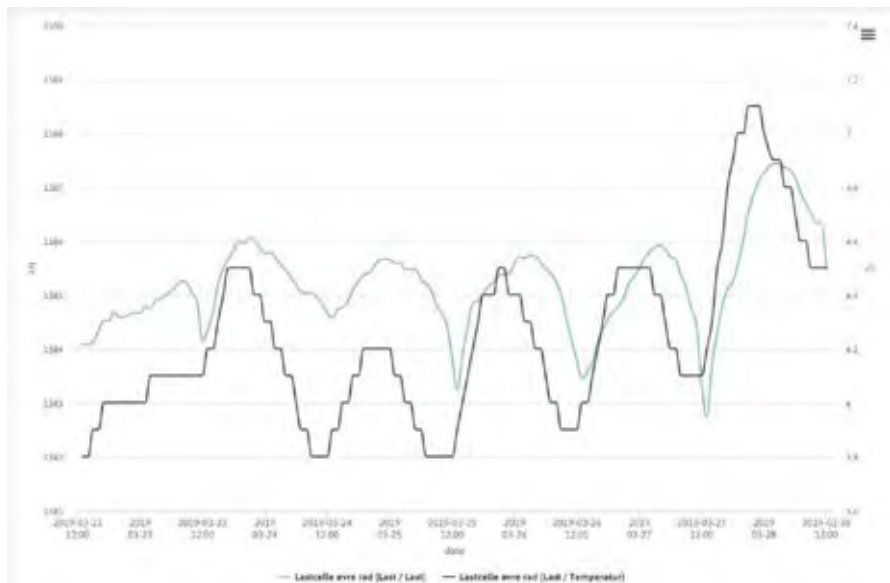
Figur 36: Viser last i kN for lastcelle i øvre stagrad mot temperatur internt i lastcellen fra juli til august 2019. Merk sammenfallende trend i økning av last mot økning i temperatur på en spesielt på en veldig varm sommerdag (29.07.2019).

Etter observasjoner under den permanente fasen er det sett at lasten i ankerene øker når temperaturen øker (se figur 36). Ved å se nærmere på lastmålinger i den permanente fasen der temperaturen endres vesentlig mellom natt og dag, observeres det en tydelig korrelasjon mellom temperaturøkning og last-økning (figur 37).



Figur 37: Viser last i kN for lastcelle i øvre stagraad mot temperatur internt i lastcellen og temperatur fra klimastasjon på Blinderen 23–29 mars 2019.

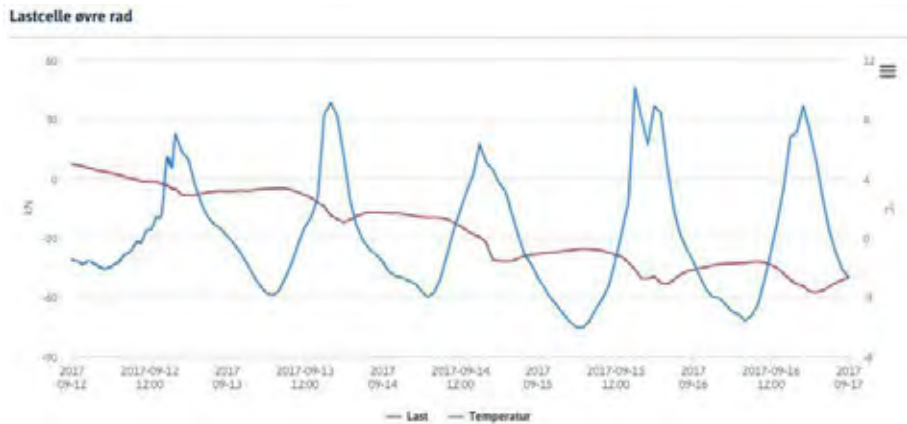
Figur 37 viser en forsinkelse av temperaturendringen i lastcellen for øvre stagraad i forhold til temperaturendringen i atmosfæren. I tillegg til at spunten er isolert og frostsikret, ligger ankerene (lastcellen) i øvre stagraad ca. 2,5 m under terreng som vil forsinke temperaturendringen i disse målerne. Figur 38 viser et tydeligere bilde av korrelasjonen mellom kraft- og temperaturendringer i lastcellen.



Figur 38: Viser last i kN for lastcelle i øvre stagraad mot temperatur internt i lastcellen 23–29 mars 2019. Økende temp gir økende last.

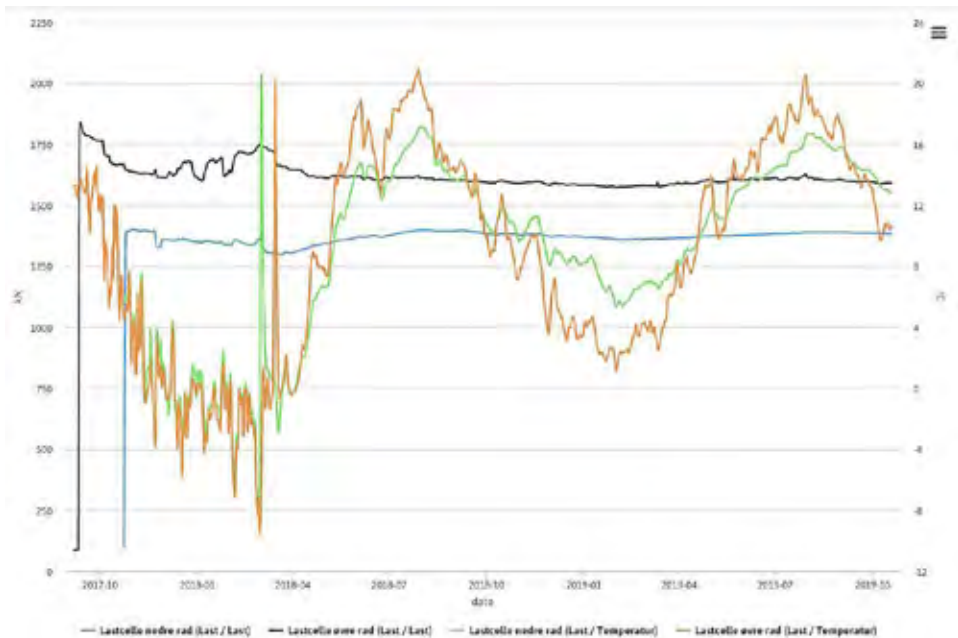
Ettersom temperaturøkningene stemmer meget godt overens med last-økningene som vist i *figur 38*, stilles det spørsmål om temperaturendringer kan forårsake en volumutvidelse i selve måleinstrumentet. Dette er en effekt Cautus kalibrerer måleinstrumentene sine for og som i hovedsak ikke skal være en feilkilde ettersom dette er korrigert.

Går vi tilbake til perioder i den midlertidig fasen der temperaturen endres vesentlig mellom natt og dag, observeres det en omvendt effekt – lasten øker når temperaturen synker (se *figur 39*). Det er verdt å merke seg at i den midlertidig fasen svingte temperaturen i lastcellene mellom positive og negative grader, noe som ikke er registrert i den permanente fasen. Det kan tyde på at spunten er påvirket av volumutvidelse i løsmasser bak spunten som gir ekstra jordtrykk på konstruksjonen ved negative grader. Volumreduksjon av konstruksjonen ved kuldegrader vil gi reduserte krefter i ankerlast (økende stivhet i spunt), men ser i dette tilfelle ut å være av mindre effekt enn økende jordtrykk bak spunt.



Figur 39: Viser lastendring i kN for lastcelle i øvre stagraad mot temperatur internt i lastcellen 12–17 september 2017 (midlertidig fase).

Sett fra *figur 40* under har ikke temperaturen vært under 0 grader i lastcellene i den permanente fasen, og lasten virker hovedsakelig være påvirket av strukturutvidelse (stålet utvider seg ved økende temperatur) ettersom lasten øker med økende temperatur. Volumutvidelse av spuntkonstruksjonen vil i hovedsak foregå i flere elementer, fra selve spunten til putene og stagkonstruksjonene. Basert på lastcellene observeres det at det ikke har vært frost i konstruksjonen siden løkk ble ferdig etablert i juni 2018, som igjen tilsier at den permanente frostsikringen fungerer som planlagt.



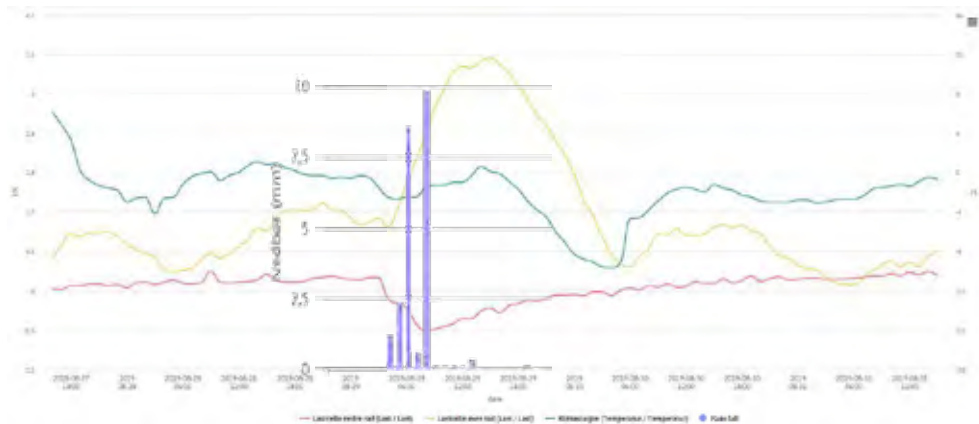
Figur 40: Viser last i kN med tilhørende temperaturmålinger i lastceller for øvre og nedre stegrad for hele perioden

Registrerte data viser ingen tydelig korrelasjon mellom last og nedbørsmengde. Spesifikke tilfeller der det ser ut til at kraftig nedbør har økt ankerlast ser samtidig ut å være påvirket av økning i temperatur (figur 41).



Figur 41: Viser lastendring i kN sammen mot nedbør fra Blindern målestasjon fra juni 2018 til d.d.

Ved å gå inn i spesifikke tilfeller observeres det likevel en liten økning av ankerlast i øvre stegrad like etter kraftig nedbør oppstår, men før selve temperaturøkningen inntreffer (se figur 42).

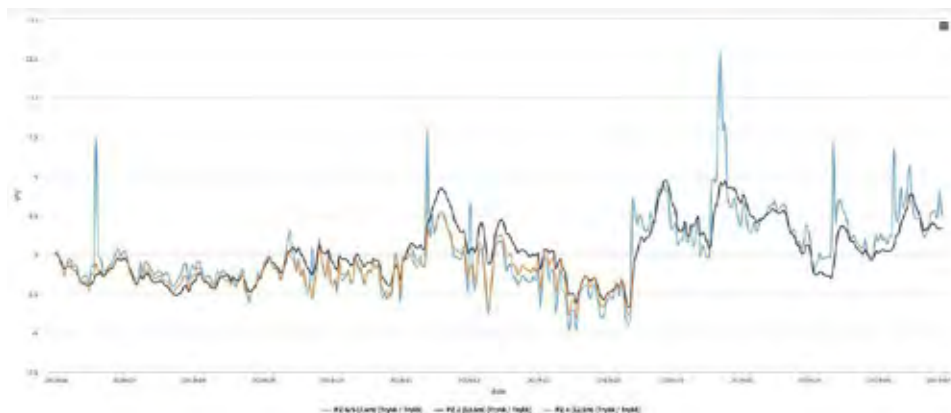


Figur 42: Viser endring i last (kN) fra 27.08.19 til 31.08.19 med temperatur og nedbørsmengde fra klimastasjon. Kraftig nedbør natt 29.08.19

Nedre stagrad ser samtidig ut til å være påvirket ved nedbørshendelsen, ved å få en liten reduksjon i staglast. Ved perioder med kraftig nedbør får vi en midlertidig økning i grunnvannsnivå som antas å hovedsakelig påvirke den øvre delen av spuntkonstruksjonen og derav gi økte krefter i øvre stagrad. Ved økt trykk i øvre del av konstruksjonen, vil nedre del av spunten reagere på denne effekten ved evt bøyning innover i skråningen. Som følge av dette vil muligens kraften i nedre stagrad reduseres, som observert i *figur 42*.

Denne effekten er ikke observert når kraften i lastcellene øker i hendhold til kun temperaturøkning. Ettersom temperaturendringen skjer i hele konstruksjonen vil det dermed være en volumutvidelse/volumredusering som påvirker begge stagrader, som igjen skaper en kraftendring i begge stagrader.

For å bekrefte midlertidige poretrykksøkninger ved nedbørsperioder, er piezometerdata kontrollert i *figur 43 - 45* under. Poretrykksmålingene ble logget automatisk under etablering av spuntkonstruksjonen. Flere piezometere manglet etter hvert målinger, der flere av målerne kan ha blitt tuklet med av tilfeldige forbipasserende. I den permanente fasen juni 2018 til d.d. har det jevnlig blitt samlet inn poretrykksmålinger ved manuelle avlesninger av piezometerene. Det har i senere tid også blitt lagt til utvidet funksjonalitet for korrigering av poretrykk mot atmosfærisk trykk ved hjelp av automatisk innhenting av observasjoner fra Meteorologisk institutt (MET) sin målestasjon på Blindern.



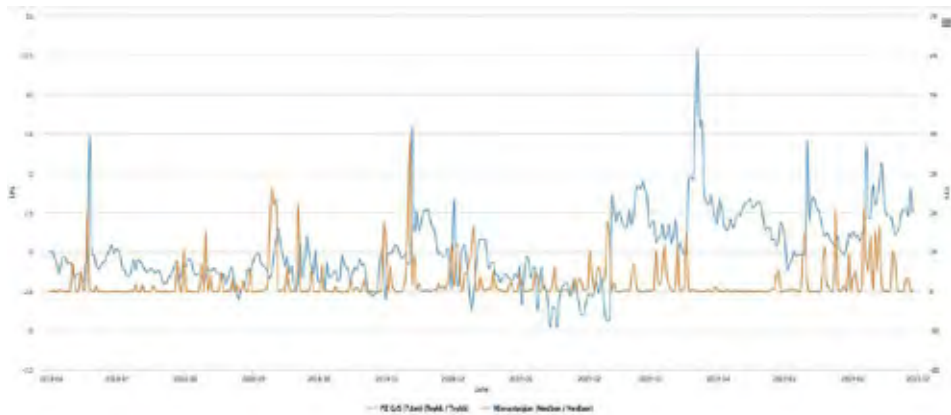
Figur 43: Viser endring i poretrykk i permanent fase fra juni 2018 til d.d. Startpunkt permanent fase (juni 2018) vises her som 0 kPa.

Figur 43 viser poretrykksmålingene ukorrigert for endringer i atmosfærisk lufttrykk. Startpunkt permanent fase (juni 2018) er satt som referansepunkt, dermed 0 kPa.



Figur 44: Viser endring poretrykk korrigeret for atmosfærisk trykk i permanent fase juni 2018 til d.d.

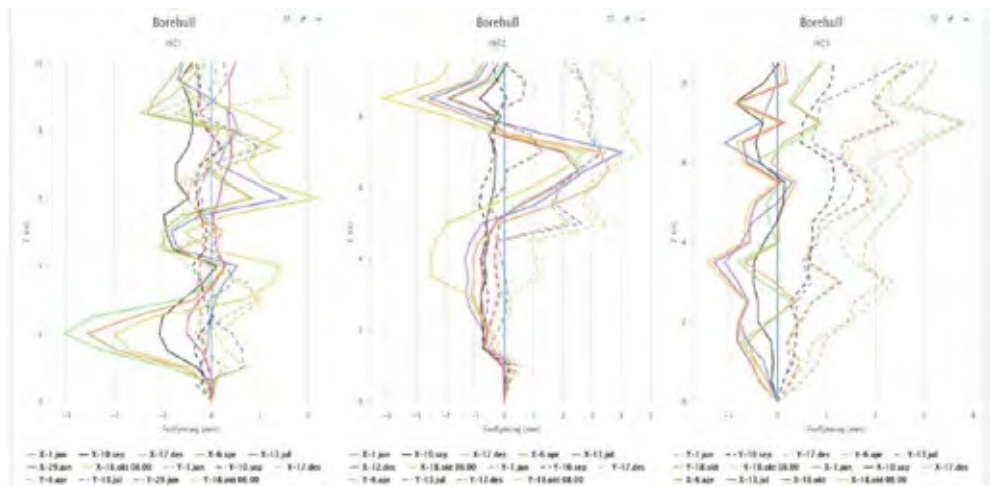
Figur 44 viser poretrykksmålingene korrigeret for endringer i atmosfærisk lufttrykk. Denne korreksjonen gir enda mer definerte plott og gjør det enklere å lokalisere og finne andre ytre påvirkninger som inngrep eller perioder med mye nedbør. Figur 45 viser poretrykk registrert i PZ G/S (7,6m) plottet mot nedbør i permanent fase juni 2018 til d.d.



Figur 45: Viser endringer i poretrykk registrert i PZ G/S (7,6m) plottet mot nedbør i permanent fase juni 2018 til d.d.

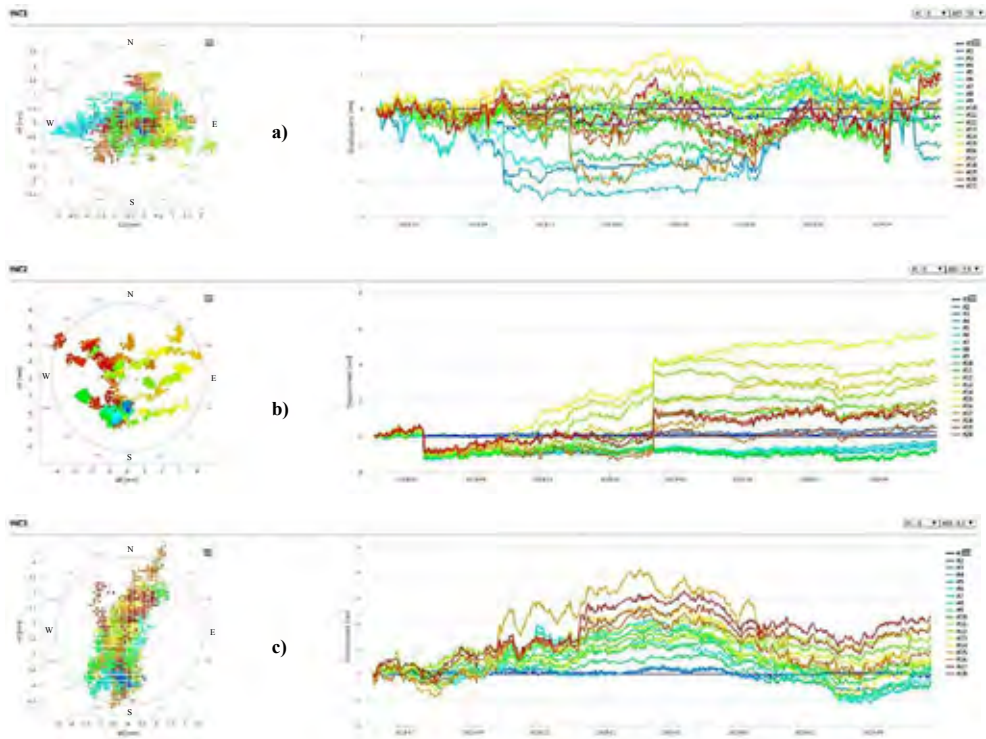
Figur 45 viser målingene ukorrigert for endringer i atmosfærisk lufttrykk sammen med registrert nedbørsmengde. Det fremkommer tydelige responser i poretrykk ved store nedbørsmengder ved PZ G/S (7,6m). Poretrykket stabiliseres over en relativt lengre periode etter relativt kraftige nedbørsperioder da PZ trolig er plassert i leirlaget. Det er til tider registrert en liten økning i last og ankerlast under disse poretrykksøkningene som tidligere nevnt, men ingen av signifikant verdi.

Deformasjon av spuntkonstruksjon



Figur 46: Viser spuntdeformasjoner i metersplott (langs spunthøyden) for inklinometer 1, 2 og 3 i permanent fase juni 2018 til d.d. Startpunkt permanent fase (juni 2018) settes som referansepunkt og har dermed ingen deformasjon på dette tidspunktet.

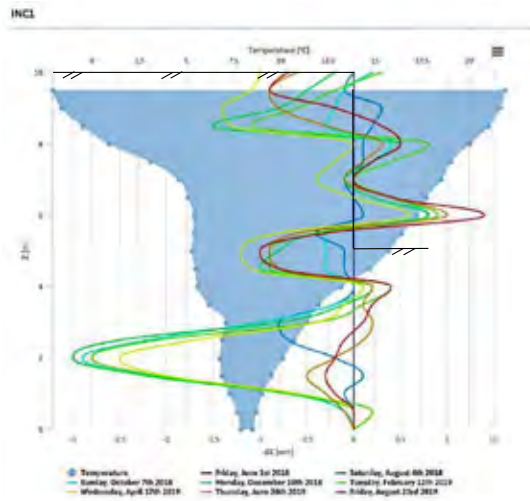
Fra figur 46 fremstår spuntkonstruksjonen som meget stabil, med maksimale deformasjoner oppimot 3-4 mm i den permanente fasen. Det er vanskelig å hente ut spesielle hendelser der det eksempelvis har vært temperaturendringer eller nedbørsperioder under den permanente fasen, ettersom deformasjonene er av såpass liten verdi og viser ingen tydelige deformasjonsendringer.



Figur 47: Viser spuntdeformasjoner i tidsserie på henholdsvis a) inklinometer 1, b) inklinometer 2 og c) inklinometer 3 i permanent fase fra juni 2018 til d.d. Økende segmentnummer på høyre side representerer alle målepunkt fra bunn og oppover inklinometerkanalen. Spredningsplottet til venstre viser alle XY punkter (sett ovenfra), hvor nord tilsvarer retning X+ og vest tilsvarer Y+. Sistnevnte plott gir ofte en god indikasjon på den dominerende deformasjonsretningen over tid.

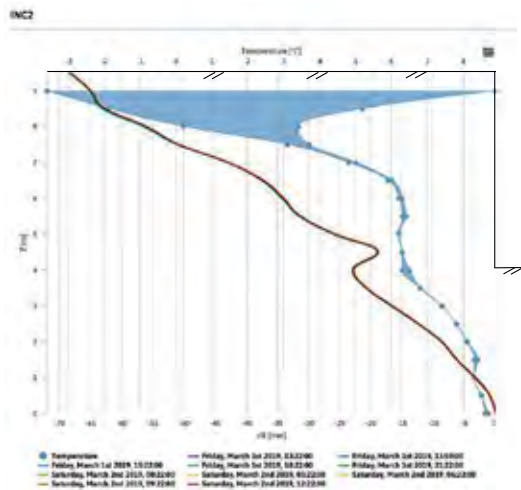
Det fremkommer også av disse måledataene at spuntkonstruksjonen tolkes til å være svært stabil med maksimale deformasjoner på 3-4 mm som kan representere mulige årstidsvariasjoner. Det er vanskelig å se en tydelig trend av spuntdeformasjonen basert på figur 47, spesielt ved inklinometer 1. Ved å se på inklinometer 2 viser øvre del av spuntkonstruksjonen å ha en liten bevegelse mot vest, mens midtre og nedre del av spunt virker å ha en øst til sørgående bevegelse. Ved å se på inklinometer 3 ser spunt ut til å hovedsakelig bevege seg i nord-sør gående retninger, med da hovedsakelig øvre del av spunt med bevegelse mot nord, og nedre del av spunt motsatt.

Totalt sett viser målte deformasjoner at konstruksjonen oppfører seg som ønsket med lite deformasjon i permanent fase.



Figur 48: Viser spuntdeformasjoner inn og ut av skråning (metersplott) mot temperaturer i dybden for inklinometer 1 i permanent fase juni 2018 - d.d.

Fra figur 48 fremkommer det at temperaturvariasjonene gjennom årstidene er små i bunn av spunt og økende mot topp spunt, og at det har vært perioder med negative temperaturer i den øverste delen av inklinometerkanalen i den permanente fasen. Den negative temperaturen målt i øvre del av inklinometeret kan skyldes kuldetransport i selve sensoren som er montert over topp spunt, og noe ned i inklinometerkanalen. Dette sees tydeligere på enkelttilfeller der det er store variasjoner av temperatur mellom natt og dag:



Figur 49: Viser spuntdeformasjoner inn og ut av skråning (metersplott) mot temperaturer i dybden for inklinometer 2 mellom 01.03.19 – 02.03.19

Figur 49 viser at temperaturvariasjonene over 1 døgn (1-2 mars 2019) er økende mot topp spunt, men mer begrenset nedover i profilet. En tydelig endring i deformasjon av spuntene er ikke observert som følge av temperaturforskjeller i profilet. Temperaturer fra lastceller samsvarer godt med temperaturen registrert i inklinometre ved lastcellenes posisjon.

KONKLUSJON

Oppsummering

Lastcellene viser en sammenheng mellom økende temperatur og økende kraft i permanent fase, som trolig baserer seg på en volumutvidelse av konstruksjonen ved økende temperatur. Dette er en motsatt trend av det som er observert under midlertidig fase, der kraften i lastcellene øker ved synkende temperatur, spesielt ved negative grader. Denne effekten kommer trolig av volumutvidelse i løsmassene bak spunten, som påfører konstruksjonen et ekstra jordtrykk. Det er viktig å nevne at temperaturen i lastcellene er målt til å svinge mellom positive og negative grader i midlertidig fase. Det er ikke registrert negative temperaturer i lastcellene i permanent fase, mens termistatene i inklinometrene viser tidvis negative temperaturer i den øverste meteren bak spuntkonstruksjonen. Likevel oppleves spunten som en frostsikker konstruksjon i permanent fase. Ved kraftig nedbør kan det være en tendens til at lasten øker og da i øvre del av konstruksjonen (øvre lastcelle), selv om temperaturen også ofte har en økning når kraftig nedbør oppstår. Basert på en liten endring i last og deformasjon (noen få millimeter i permanent fase), regnes spunten som en stabil og sikker konstruksjon.

Med tanke på valg av design og valg av prosjekteringsforutsetninger er det viktig å være klar over at flere aspekter bør vurderes, spesielt med tanke på deformasjon og ankerlast. Det å være konservativ i vurdering av lagdeling og stivhetsparametere av løsmasser er ikke nødvendigvis konservativt med tanke på lastberegninger og fordeling av laster mellom stagene. Flerdimensjonale effekter kan også påvirke beregningene. Nedbørsendring og temperaturendring samt hvordan dette påvirker konstruksjonen var ikke inkludert i beregningene ved Kværnerdammen. For midlertidig fase før etablering av permanent frostsikring var spunten mer utsatt for temperaturendringer enn i permanent fase. En lastøkning på opptil 7 % er observert i forbindelse med en temperaturvariasjon på ca. 25 °C gjennom byggefase. I forbindelse med endring i nedbørsmengde og temperaturendringer av ca. 19 °C over tid, viser målinger at ankerkraft kan variere med ca. ± 3 % i en permanent fase. Verdier av denne størrelsesorden i permanent fase kan neglisjeres i forbindelse med referanseprosjektet Kværnerdammen, men med tanke på fremtidige prosjekter er det viktig å være klar over at lastendringer i stag kan være avhengig av en velfungerende frostsikring. For å se nærmere på effekten av nedbørsmengde og temperaturendringer på spuntkonstruksjoner er det engasjert en masterstudent ved NTNU i året 2020, sammen med at spuntkonstruksjonen på Kværnerdammen overvåkes videre.

Etablering av geoteknisk instrumentering

Innledningsvis i prosjektet var det en felles forståelse av at det er viktig å starte planlegging og etablering av den geotekniske overvåkingen tidlig for å ivareta sikkerhet og fremdrift i et kritisk prosjekt av denne typen. Samtidig er en grunnleggende faktor i alle disipliner av geoteknisk overvåking det å ha god kontroll på de naturlige variasjonene før tiltak eller inngrep igangsettes. Det at man etablerer instrumentene i tide viser seg ofte å være en avgjørende faktor for å få et godt datagrunnlag og en god forståelse. De som installerer og bearbeider måleutstyr og måldata bør derfor involveres i en tidlig fase for å bidra med sin kompetanse for å finne den beste tilpassede sensor- og installasjonsløsningen. Videre er det også avgjørende at alle geotekniske instrumenter installeres med meget god praktisk utførelse. Dette for å oppnå optimal målenøyaktighet, og ikke minst unngå potensielle feilkilder og minimere risikoen for forstyrrelser og konflikt med arbeidene som skal utføres i løpet av prosjektperioden.

Kommunikasjon

Utviklingspotensialet hva gjelder kommunikasjon mellom partene har vært en løpende dialog gjennom dette FoU-samarbeidet, med fokus på hva som kan forbedres på byggeplass samt hva kan utvikles gjennom overvåkningsprogrammet. Forbedret og forenklet kommunikasjon mellom byggherre, rådgiver, entreprenør og utførende hva gjelder geoteknisk overvåkning vil i praksis bety økt sikkerhet for personell på anlegget, og raskere evne til å beslutte tiltak dersom uventede hendelser skulle inntreffe. Med dette som utgangspunkt er det merket et potensielt behov for å utvikle ny funksjonalitet integrert i visning av måledata, hvor alle brukere og spesielt utførende enkelt og fortløpende kan sette emneknagger inn i tidslinjen med måledata, eller kommentere utslag i måledata ved spesifikke hendelser. Dette vil kunne bidra til å dokumentere når de ulike delprosesser i arbeidsgangen utføres, og samtidig raskt kunne fastslå en eventuell sammenheng mellom utførte tiltak og utslag i måledata / uventede hendelser. En slik funksjonalitet ville kanskje gjort dagens utstrakte, og til tider noe uoversiktlige kommunikasjon på ulike plattformer mellom alle involverte parter en god del enklere, spesielt dersom en kritisk hendelse inntreffer.

Presentasjon av geotekniske måledata

Cautus Geo har parallelt med FoU-prosjektet arbeidet med å utvikle en ny utgave av dagens nettportal Cautus Web. Den nye tjenesten er videreutviklet ut fra dagens nettportal og kommer med en rekke nye funksjonaliteter, basert på tilbakemeldinger fra dette prosjektet og innspill fra andre brukere. Gjennom FoU-prosjektet er det merket behovet for å gi brukere alle nødvendige analyse- og sammenstillingsmuligheter av måledata på tvers av måleteknologier, for å finne sammenfallende trender, uten utstrakt bruk av tradisjonelle verktøy som Excel. Formålet med utviklingen er å kunne tilby en webportal som gir byggherre, rådgiver, entreprenør og utførende på en og samme tid et enkelt, men kraftig verktøy for behandling og analyse av måledata. Det er allerede utviklet en 3D-visning av borehullsdeformasjoner, og det jobbes videre med å lage funksjonalitet for å kunne å endre på forskjellige «plot-styles» - fargevalg, striplet linje og ikoner. Det gjøres også utvikling for ny funksjonalitet for å implementere fremtidig vær- og klimavarsel som kan informere og varsle om fremtidige potensielle forholds-endringer for konstruksjoner som overvåkes, spesielt under kritiske og sårbare faser av prosjektene.

KILDER

Eurokode 8 (2014) «Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger» NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014.

Multiconsult ASA (2017) «Kværnerdammen F1 – Overvåkning, oppfølging og kontrollplan» Geoteknisk notat 128517-1-RIG-NOT-010-rev01

Obos (2019) «Kværnerbyen blir til» URL: <https://www.obos.no/privat/ny-bolig/boligprosjekter/oslo/kvarnerbyen/kvarnerbyen-blir-til>

Standard Norge (2014) «Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk - Del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire (NS 8141-3:2014)» Standard Norge, Norsk standard NS 8141-3:2014

FOLLOBANEN: JET GROUTING WORKS DONE UNDER TIME PRESSURE

Dominik Gächter

Keller Geoteknikk AS, Norway

Dominik.gaechter@keller.com

www.keller-geoteknikk.no

ABSTRACT:

For the Folloline Project in Norway, running from Oslo to Ski, a double track railway tunnel is under construction. The sections of the project where the tunnels are entering from clay and quick clay into hard Norwegian rock are the geotechnical challenges due to the sensibility of such soils during construction. Keller is executing the main foundation and retaining works in Oslo and Ski using various geotechnical methods to find the best solution for the heterogeneous soil conditions. Especially in the Oslo area a combination of Lime Cement Columns with Jet Grouting Columns ensured the flexibility and the required safety during execution. Jet grouting was not so far used as a standard method for the treatment of Clay and Quick Clay in relation to retaining structures, soil improvement and underpinning works. The combination of the above stated techniques with Keller's leading position in the development of those methods were the key to the successful execution at site. During the summer in 2019 Bane Nor, as the owner of this project, challenged Keller with a request for 10.400 m of Jet grouting within a period of 3 weeks. The schedule in combination with high quality was our clients highest priority as the summer shutdown of the local trains was linked to the success of this works.

MOTIVATION

The use of jet grouting applications for soil stabilization and soil reinforcement is increasing around the world, due to many ongoing infrastructure projects. The projects are often located in highly populated areas with the requirement to execute underground works without influencing the surrounding buildings. The latest large railway projects in Norway are often a combination of typical hard rock tunnels and soft soil tunnels. The soft soil in our particular case is represented by clay and quick clay. Jet grouting is commonly applied in soil conditions represented in the categories between sand to gravel but not as a standard treatment for clay with grain sizes smaller than 0.002mm. In the following paper the Jet Grouting process with its different applications will be described. Furthermore the recently executed stabilization and underpinning works in combination with a very tight execution time, given by the client, will be presented. As the jet grouting process is always related with back flow, a mixture of the treated soil and cement slurry, the positive aspect of using a backflow treatment plant will be discussed.

SOILCRETE THE JET GROUTING PROCESS

The jet grouting process "Soilcrete®" is recognized as a cement soil stabilization. The name "Soilcrete®" derives from the concept "soil" to "concrete" a form of soil with a concrete consistence, a description that characterizes the type of soil stabilization. With

the aid of high pressure cutting jets of water or cement suspension having a nozzle exit velocity $\geq 100\text{m/sec}$ eventually air-shrouded the soil around the borehole is eroded. The eroded soil is rearranged and mixed with the cement suspension. The soil-cement mix is partly flushed out to the top of the borehole through the annular space between the jet grouting rods and the borehole. The erosion distance of the jet varies according to the soil type to be treated, the kind of "Soilcrete®"- process and the jetting fluid being used, and may reach up to 5 meter. The technique is regulated by European Standard EN 12716.

In Contrast with the conventional ground stabilisation methods Soilcrete® may be used for stabilisation and sealing of all kind of soil ranging from loose sediments to clay. This applies also for non-homogeneous soil formations and changing soil layers, including organic material. Soft rock formations have also been treated by Keller – for example sandstone with weak grain texture.

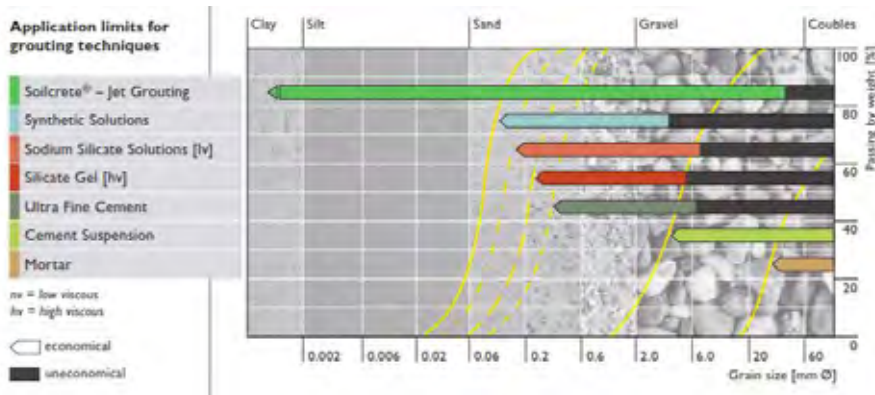


Fig. 1: Application limits for grouting techniques

Soilcrete® acts in the ground according to the specification either as a stabilization or as a sealing structure. A combination of both properties is increasingly required. The compressive strength of Soilcrete® ranges from 1 N/mm² to 25 N/mm² for standard applications and is determined by the cement content and the remaining portion of the soil in the Soilcrete® mass.

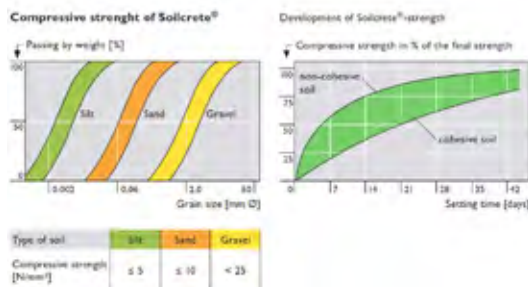


Fig. 2: Compressive strength and Development of strength of different soil types depending on the applied jet grouting process

SITE INSTALLATION

Soilcrete® site installations consists of storage containers, silos and a compact mixing and pumping unit. From the drilling location the backflow material, water-cement-soil mixture is pumped to tanks for further treatment. In the current project a backflow treatment plant is used to reduce the amount of dry material transported to the landfill and to reduce the water necessary for this process.

The whole Process is monitored over the total period of execution. Therefore up to 12 different parameters for the construction of the elements may be recorded and used by the engineer in charge of supervision and control.

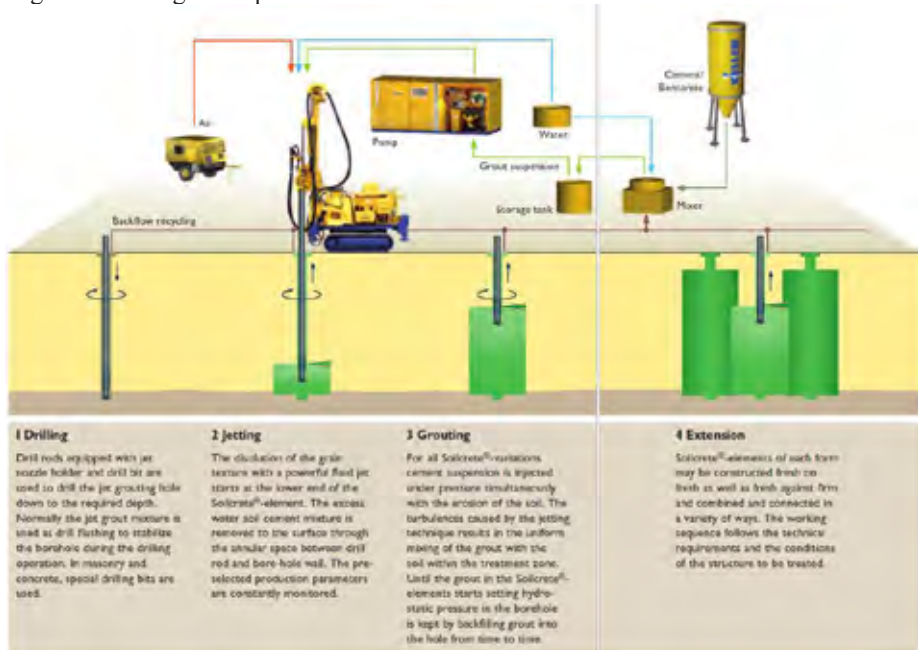


Fig.3: Soilcrete® Sequences and typical site setup of equipment depending on the applied Jet Grouting Process

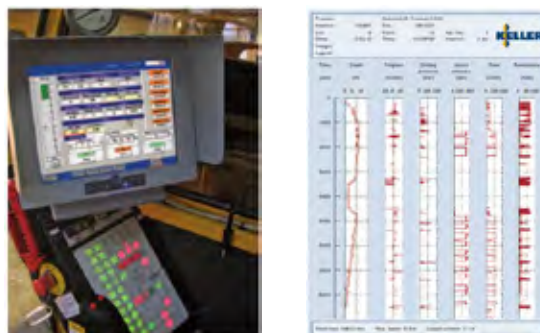


Fig.4: Soilcrete® Process Monitoring, left: live-time process parameters in machine, right: typical process data sheet for each single element executed

QUALITY

The quality testing for the material, grout and the produced product is defined in the European standard EN 12716. With jet grouting, apart from the control of the material strength, the determination of the column diameter is essential. In layered soil conditions, columns have to be installed using varying parameters to achieve a uniform geometry. The ACI- Acoustic Column Inspector- method is used to an increasing extent, mainly where test columns cannot be excavated due to their great installation depth or confined space.

This system provides the opportunity not only to optimize and monitor the production parameters but also to actually prove the contact between jet grouting elements (full columns, half columns, lamellas) and for example bored piles or sheet pile walls. In the following figure, fig.6, the setup of the testing process is shown as well as the live time readings during the execution of the jet grouting element.

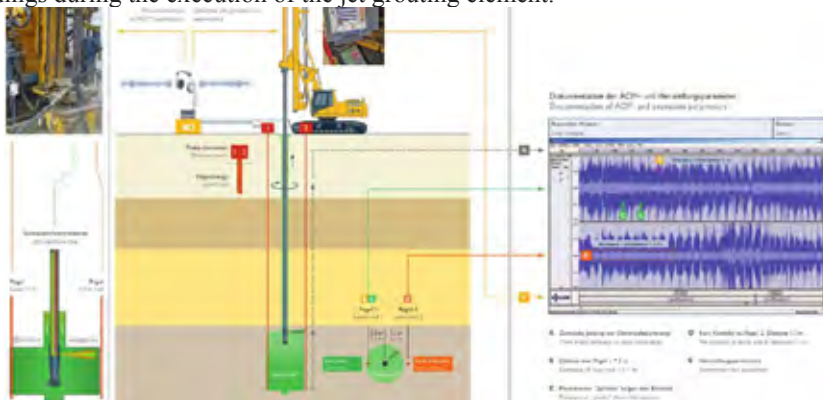


Fig. 5: Acoustic Column Inspector – ACI, description of the measuring and execution process

The development of the Jet Grouting process over the last 50 years is showing the big step forward that was achieved by applying this technique on a day to day business.

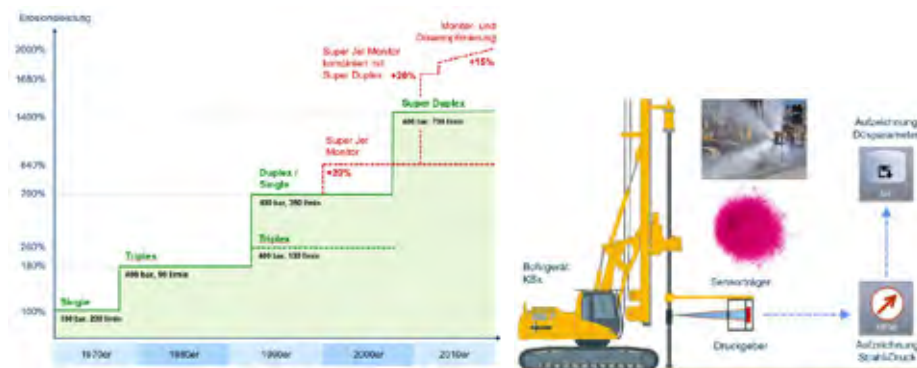


Fig. 6: left: Development of the Erosion over the last 50 years; right: investigation of the nozzle performance by applying pressure sensors

GEOTECHNICAL CONDITIONS

The Soil in our present project in Oslo is mainly characterised by different types of clay. In some parts the clay is soft and even characterized as quick clay, but in other areas the clay is described as stiff and medium in its sensitivity. Above the clay there is typically a layer of dry crust and fill that mostly varies in its thickness between 1 m and 5 m, locally maybe thicker and up to 10 m. Underneath the clay there is often the presence of a moraine layer between 1 m and 20 m thickness before entering into the bed rock in form of Diabase and syenite porphyry. In the area of Oslo S there is in the transition zone of moraine and bed rock, layers of alum shale. This is a black shale, like species of rock containing pyrites (sulphur ore) and pyrrhotite (magnetic pyrites). Further details for the soft soil characteristics can be found in the NGF melding nr. 2: Veiledning for symboler og definisjoner I geoteknikk. Identifisering og klassifisering av jord, Norsk Geoteknisk Forening, utgitt 1982, revidert 2011.

JET GROUTING APPLICATIONS

In the Follobanen Project two main applications of jet grouting are used over the last three years in relation to the geotechnical conditions of clay and quick clay. In general it can be stated that in many projects often a combination of Stabilisation and Sealing is required. Therefore the Jet Grouting with its various possibilities to adjust the process to local requirements is the most suitable technique.

Joint Sealing– Strutting Slab:

A common solution for a cut and cover construction is the combination of a sheet pile wall with a strutting slab. As the ground conditions are mainly characterised by clay in its various forms the dry deep soil mixing technique (LCC – Lime Cement Column) is used to form a strutting slab in-between the sheet piles. To ensure a proper connection of the strutting slab and the sheet pile wall the jet grouting technique is used to seal this gap. The flexibility of the jet grouting process allows also to execute this type of strutting slab in areas where obstacles are present and the soil mixing technique is not applicable. The next figure shows the concept of such a cut and cover excavation pit. Typically the sheet piles are installed to the design depth, followed by the execution of the strutting slab. This activity is divided into 2 phases. First the dry deep soil mixing is performed before the jet grouting columns are placed to avoid any gaps within the slab and to ensure the connection with the sheet pile wall.

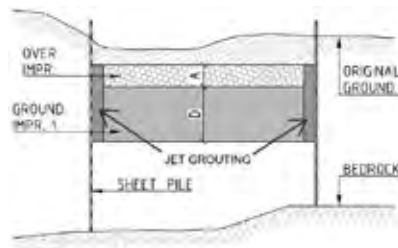


Fig. 7: left: Joint Sealing for a strutting slab by using Dry Deep Soil Mixing (LCC) and Jet Grouting

Figure 8 shows the design of the particular area where Keller was awarded to execute the jet grouting stiffening ribs within a 3 weeks period. In the particular case the accessibility of the area and the presence of an existing concrete culvert in combination with the soil conditions didn't allow to apply the LCC method.

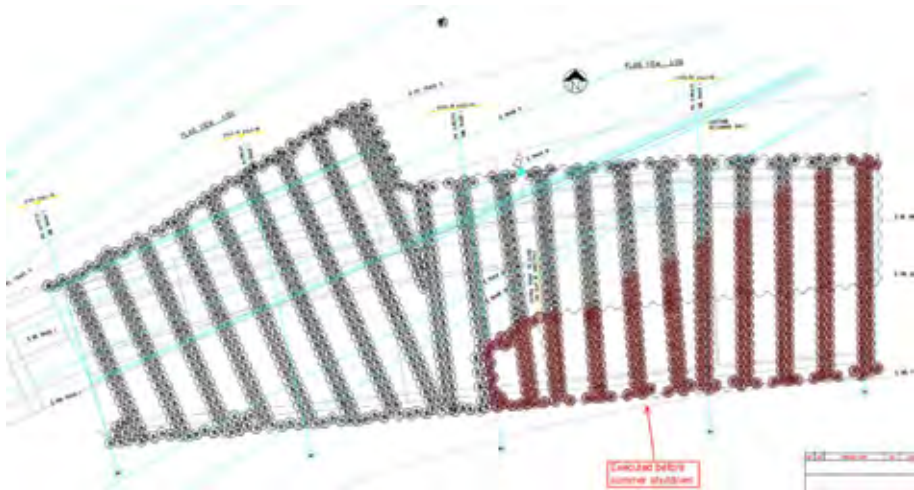


Fig. 8: Design for Strutting Slab with jet grouting in between sheet piles, red marked columns where executed prior to the summer shutdown

The design shown above consists of 864 columns of jet grouting with a total drilling length of 12 300 m and 10 400 m of grouting length. The execution process started after a jet grouting trial field was performed. This included the investigation with the Acoustic Column inspector to ensure the connection of the jet grouting column and the sheet pile wall as well as to divine the most economical parameters to produce the required diameter. To investigate the drilling deviations the drill rods were measured by using an inclinometer. For this kind of soil, historically the Soilcrete® T – process would be the one used to get a good result in regards of diameter and strength of the element. Due to big developments in the equipment sector and as well in the area of Soilcrete® monitors and nozzles, Keller was able to develop a more efficient way of executing this columns. The decision, mainly influenced by the possibility of handling the process related backflow, was to use the Soilcrete® D – system. In this case an air shrouded grout jet is commonly used. Air in relation with soft clay and sensitive clay can result in large heaving's on the surface which is not permitted by the specification of the project. Instead of using air with all its negative side effects, Keller shrouded the grout jet with water to improve the workability of the backflow and maintain the positive effects by shrouding the jet. The influence of the additional water added into the process was tested during the trial field execution and the requirements regarding strength were proofed. This kind of application showed UCS values of 28 day core samples between 1.5 MPa and 4.0 MPa depending on the execution parameters.

During the 3 weeks given by the client, Keller was working 24 hours a day 7 days a week to ensure the delivery of the contract on time. Managing the large amount of backflow within the restricted area available at site was the major challenge for the site team. Transporting the dry backflow material to the designated landfill was limited to 5 days a week from 7am to 6pm. This led to further logistic challenges in combination with the large amount of cement delivered through one single entrance to the site. Unexpected findings in the soil, such as light fill material and contaminated soil made it necessary to separate the treated material which led to the situation that during the night mainly the produced spoil was handled and during extended day shifts the jet grouting was performed.



Fig.9: Site setup: mixing station for 2 jet grouting units (red circle) and backflow treatment plant, on the right side the single entrance to the site can be seen

For the execution Keller mobilized for every single equipment a "ready to use" backup in case of any breakdown during production. The main works were performed by using two drilling rigs, one with a single axis and one with a double axis grouting application.



Fig.10: Left is the double axis jet grouting rig and right the single axis rig executing the soil improvement works

These two customized jet grouting rigs ensured the necessary flexibility at site due to the restricted space available. The setup for the jet grouting production showed a maximum of 480 m of jet grouting column executed by one machine in one shift. This high

production rate is also represented by more than 450 tonnes of cement delivered to site in its peak. Pumping rates of 900 l/min grout at a pressure of 350 bar required Keller's largest grouting pump with 1250 horse power. Related to this extraordinary production and pumping rates also a backflow volume of 800 m³ had to be handled just in time.

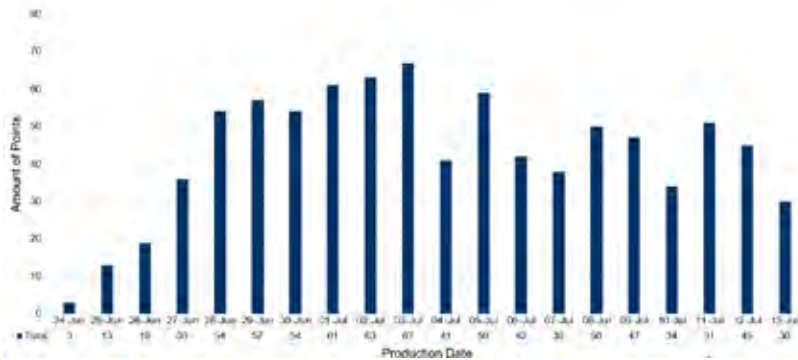


Fig. 10: production rate of jet grouting columns/day

In the following figure the average execution time per column is shown. It can be concluded that beside single events, related to minor breakdowns or problems of cement deliveries an equal execution time was achieved over the whole period of three weeks.

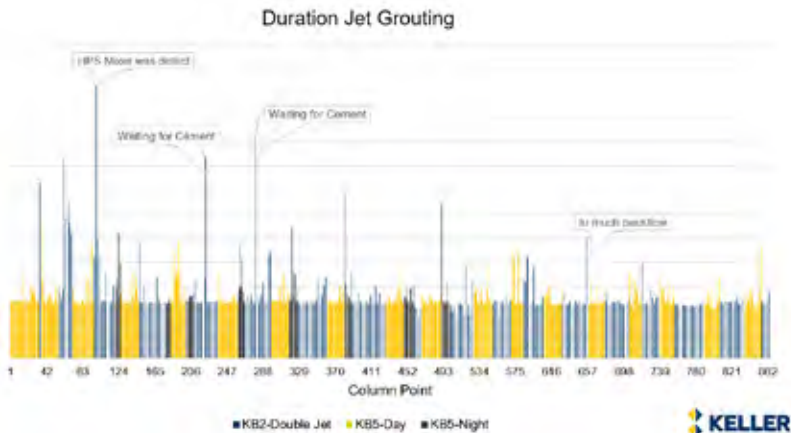


Fig. 11: total execution time for each single column including drilling, grouting and repositioning

7 BACKFLOW MANAGEMENT

The backflow management for jet grouting applications in clay is a very important task to ensure a continuous production next to minimizing the environmental impact. Depending on the project and its requirements different jet grouting procedures are used to execute the elements according to the specification. This indicates that also the back flow and more over the handling of the back flow is changing with the applied grouting

process. The amount of back flow is also in direct relation to the process used. In the present project the behaviour of the back flow from the joint sealing was thick and just with additional treatment pump able. This is the reason why this kind of back flow was mainly treated by excavator and ponds. After the hardening time the material was sent to the landfill. Due to the pre-cutting process applied for the underpinning box structure the back flow was handled with common slurry hose pumps. As the produced amount of cement and soil mixture is a big impact on the environmental footprint of jet grouting, Keller has its own backflow treatment plant to reduce this impact significantly.

The backflow treatment plant is a combination of several machines to transport the backflow from the drilling rig to the desander and the filterpress where the actual treatment is taking place. Figure 12 shows the setup of such a plant and highlights the reduction in volume Keller achieves by using this technique. As the filter cake is a mixture of cement and clay mixed by the jet grouting process the amount of material is reduced to approx. 40% of the original volume planned to be disposed on the landfill. This has a positive environmental effect as well as a positive economic impact on the overall project costs.

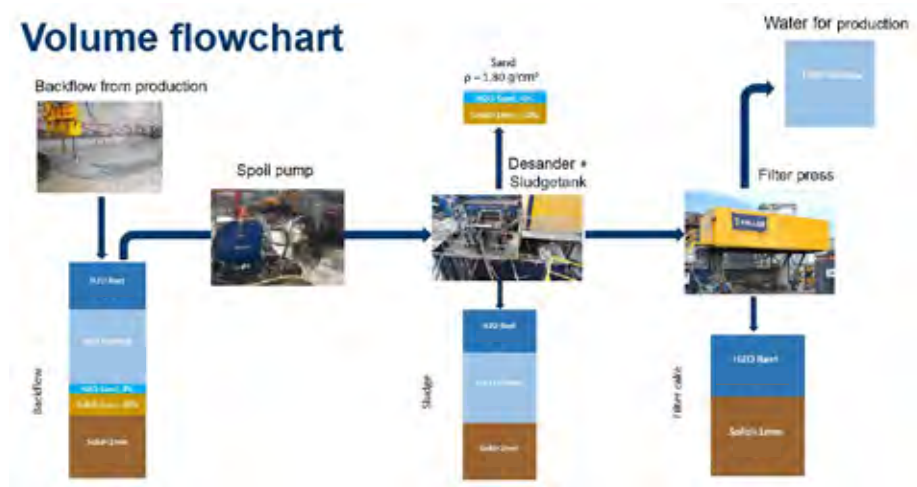


Fig.12: Example: Back Flow cycle from Drilling rig to Filterpress

CONCLUSION AND OUTLOOK

The successful application of jet grouting in the Norwegian clay shows that the process has a much wider range than commonly addressed also in respect to the economic aspect of jet grouting. The continuous development of new jet grouting monitors and nozzles in combination with new grouting pumps and drilling rigs allows to widen the area of jet grouting applications for future projects in challenging soil conditions. As the environmental footprint is getting more and more important for all the involved parties the further development of back flow treatment systems will be an important part of the puzzle to keep reducing the environmental impact of construction sites to our nature. Keller is continuously working close together with universities around the world to develop this product further and to ensure that the environmental impact is decreasing by

using state of the art techniques. On this particular project Keller was able to handover the project earlier than scheduled to the client due to a very careful and intensive preparation of the works. Having a backup ready to use for each single machine at site was a key factor for the success of this project. Keller Geoteknikk as part of the Keller Group mobilized resources from all over Europe to ensure the client the delivery on time.

LITERATUR

Keller Grundbau The Soilcrete® – Jet Grouting Process. Brochure 67-03E, 0814 - 67-03E

NGF(2011). Norwegian Geotechnical Society, NGF melding nr. 2: Veiledning for symboler og definisjoner I geoteknikk. Identifisering og klassifisering av jord, Norsk Geoteknisk Forening, utgitt 1982, revidert 2011.

Keller Grundbau Acoustic Column Inspector – ACI. Brochure 67-05D/E, 0215 – 67-04D/E

Folloline EPC Civil Oslo S – Contract Documents Appendix A – Scope of Works Area 123, October 2015

Keller Grundbau Filterpress – Koralmbahn BL 60.3 St. Kanzian, C. Deporta, 2015

**E39 SVEGATJØRN - RÅDAL: HØY RØRVEGGKONSTRUKSJON FOR PORTAL
VED SØRÅS****E39 Svegatjørn – Rådal: Drilled pile wall for tunnel portal at Sørås**

Andreas Brathetland og Kristian Aunaas, Norconsult AS
Sindre Schanke, Løvlien Georåd AS

SAMMENDRAG

Prosjektet E39 Svegatjørn – Rådal blir gjennomført for å bygge ny hovedvei mellom Os og Bergen, i tillegg til ny fylkesvei mellom Endelausmarka og Åsenvegen. I forbindelse med etablering av portaler i dagsoner Nordås og Sørås ble det opprinnelig prosjektert fem støttekonstruksjoner. To av disse er omfattende omprosjektert som følge av vanskelige grunnforhold og avvikende dybder til berg. I tillegg er det tilkommet to støttekonstruksjoner for å bedre trafikkavvikling i byggefasen. Artikkelen beskriver utfordringer i prosjektering, utførelse og valgte løsninger for rørvegg nr. 2 ved dagsone Sørås.

SUMMARY

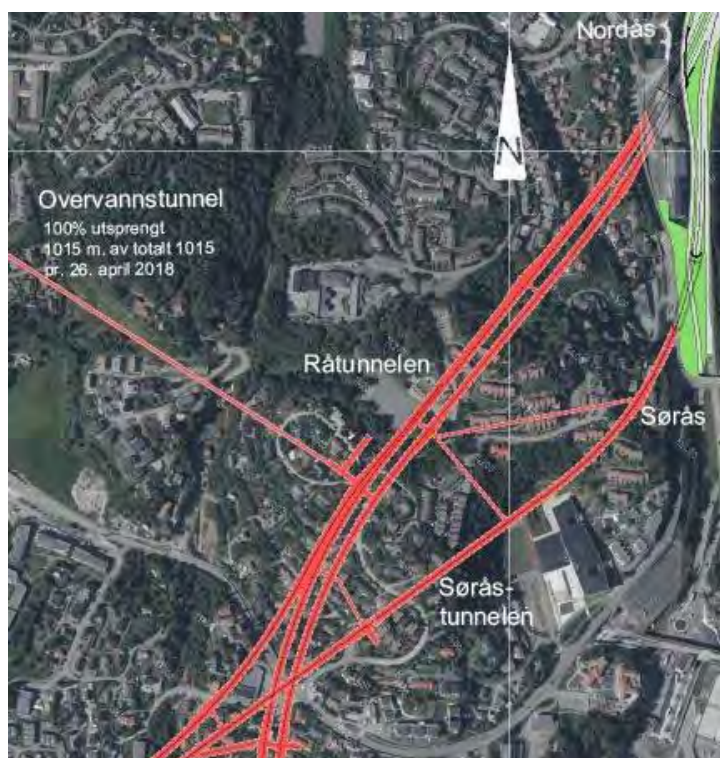
The E39 Svegatjørn - Rådal project consists of building a new main road between Os and Bergen, in addition to a new county road between Endelausmarka and Åsenvegen. In connection with planned tunnel portals in the Nordås and Sørås day zones, five retaining structures were originally designed. Two of these have been extensively redesigned due to difficult ground conditions and differing depths to bedrock. In addition, two more retaining structures have been added to improve traffic flow during the construction period. The article describes the challenges encountered in both the design and construction phases for retaining wall No. 2 at the Sørås day zone.

INNLEDNING

Prosjektet E39 Svegatjørn – Rådal går mellom Os og Bergen i Hordaland. Prosjektet består av 18 km ny hovedvei og 1,3 km fylkesvei med gang/sykkelvei. Prosjektet er i hovedsak tunnelbasert med 5 dagsoner fordelt på to hovedentrepriser, K10 og K11. I tillegg er det flere mindre entrepriser. Norconsult er prosjekterende med alle fag. Statens vegvesen er byggherre, Veidekke er entreprenør for K10 og Implenia for K11. Opprinnelig planlagt kostnad var 6,5 milliarder i 2014-kroner. Norconsult begynte arbeidet med prosjektet i ca. 2010. Bygging startet 2015 og prosjektet skal stå ferdig i 2022. Entreprise K11 har tre dagsoner; Flyplassvegen, Rådal og Nordås/Sørås, samt to tunneler; Råtunnelen og Søråstunnelen. Se også Figur 1. Denne artikkelen fokuserer på løsningen for støttekonstruksjon inn mot portaler ved Søråstunnelen.



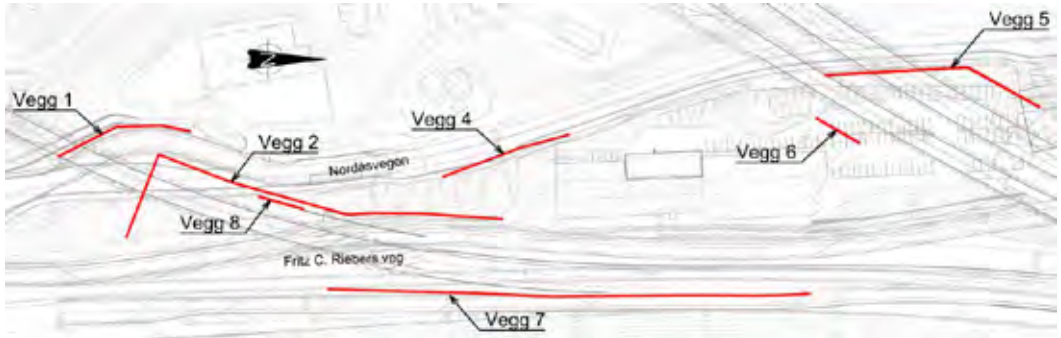
Figur 1: Oversiktskart E39 Svevatjørn – Rådøl (www.vegvesen.no)



Figur 2: Dagsone Sørås nær Rådøl (www.vegvesen.no)

PROBLEMSTILLING

I dagsone Nordås/Sørås bygges det tre portaler. For å muliggjøre utgraving/sprengning for etablering av disse, samt trafikkavvikling i byggefasen, ble det prosjektert fem støttekonstruksjoner, se Figur 3.



Figur 3: Oversikt støttekonstruksjoner

På grunn av vanskelige grunnforhold og avvikende dybder til berg er to av disse blitt omfattende omprosjektert. Som en del av omprosjekteringen er det tilkommet to støttekonstruksjoner for å bedre ivareta trafikkavviklingen og sikkerheten. Opprinnelig var det prosjektert ca. 365 m med støttekonstruksjoner med et totalt areal på ca. 2500 m². Per dags dato er antall løpemeter oppe i 600 m støttekonstruksjoner med et totalt areal på ca. 6000 m², se Figur 4.

Spuntnr.	Prosjektert		Endelig	
	Løpemeter (med c/C 0,8)	Areal	Løpemeter (med c/C 0,8)	Areal
1	50	400	50	400
2	170	1300	195	1900
4	50	300	50	300
5	80	450	70	350
6	15	70	15	70
7			200	2850
8			18	160
	365	2520	598	6030

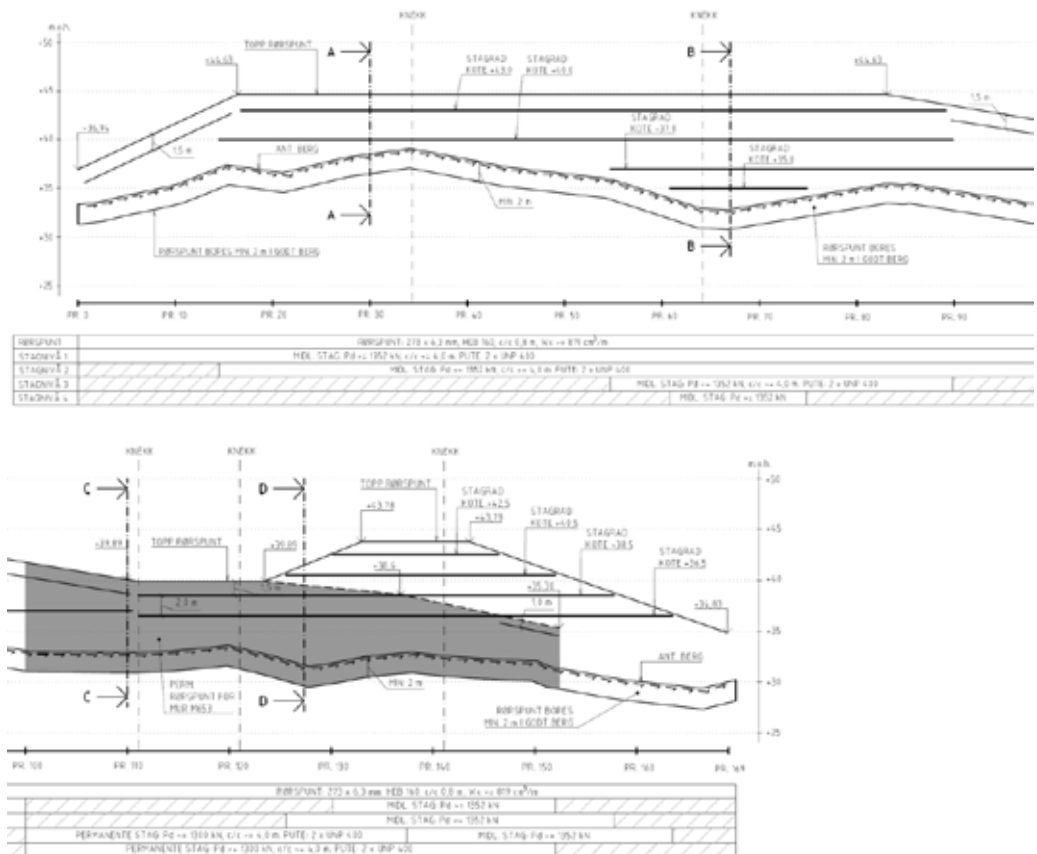
Figur 4: Oversikt over støttekonstruksjoner

I forbindelse med etablering av lokalt vegsystem er det tidligere fylt ut en del i området. Grunnforholdene i området var derfor varierte med sprengstein, grus, sand, silt og leire. Rørvegg nr. 2 lå i en skråning med trær, hvor det ikke var mulig å utføre grunnundersøkelser. Antatt berg ved planlagt støttekonstruksjon var derfor basert på noen få totalsonderinger. Byggherre var informert og innforstått med risikoen ved begrenset omfang av grunnundersøkelser, men det var som nevnt ingen mulighet til å utføre supplerende grunnundersøkelser før anleggsarbeidene starter opp.

PROSJEKTERING

Prosjektet rørvegg nr. 2 var 170 m lang og hadde et antatt areal på ca. 1300 m². På grunn av antatt vanskelige rammeforhold ble det valgt boret rørløsning (i beskrivelsen ble det også priset en alternativ løsning med vanlig nålespunt dersom rammeforholdene skulle vise seg å være bedre enn antatt). Figur 5 under viser prosjektet løsning pr. mars 2015.

Rørvegg nr. 2 ble prosjektet med 273 x 6,3 mm rør, innbøringsdybde 2 m i godt berg og utstøpt med HEB160. Prosjektet senteravstand (c/c) mellom rør var 0,8 m. Det ble også beskrevet påførsel av sprøytebetong på rørveggen for å hindre utrausing av masser og for å sikre hvelveffekt mellom rør.



Figur 5: Oppriss prosjektet rørvegg nr. 2 pr. mars 2015

Rørveggen ble prosjektet for å ta en antatt høydeforskjell mellom eksisterende terreng og berg på 5-10 m (deretter skulle det sprenges 5-20 m ned til planum). Rørveggen var i hovedsak en midlertidig støttekonstruksjon, men deler av den skulle ha en permanent funksjon. En del av rørveggen måtte i tillegg prosjekteres som delvis midlertidig og delvis

permanent pga. en midlertidig innkjøring til næringsvirksomhet på samme sted som permanent forblendingsmur skulle etableres. Det ble utarbeidet en detaljert arbeidsbeskrivelse for utgraving for å unngå at evt. grunnvann og utvasking av silt/finstoff skulle bli et problem.

Det ble også beskrevet utsparinger i sprøytebetongen for å hindre oppbygning av vanntrykk bak røveggen.

Røveggen ble prosjektert med avstivning i form av lissestag til berg ($P_{dim} = 1352 \text{ kN}$, c/c 4,0 m) og puter med dimensjon 2xUNP400. Røveggen ble i hovedsak prosjektert med to stagrader (fire stagrader lokalt der høydeforskjellen var størst).

BYGGEFASE

Rørene for røvegg nr. 2 ble boret i august/september 2016. I spesielt ett parti på ca. 50 m viste det seg at dybde til berg var vesentlig større enn forutsatt i prosjekteringen. Som følge av ulike faktorer var rutiner for oversendelse av protokoller mellom prosjekterende og utførende uheldigvis ikke avklart på en tilfredsstillende måte i forkant av igangsettelsen. Dette førte til at avviket i dybde til berg ikke ble oppdaget før nesten hele det kritiske partiet var ferdig boret. På dette tidspunktet var det da for sent til å omprosjekttere løsningen (f.eks. til større rør).

Ifølge protokollene var de lengste rørene boret ca. 15-18 m i løsmasser, 3-6 m i dårlig berg og 2 m i godt berg. Røveggen var ikke prosjektert for så store utgravinger, og det ble umiddelbart igangsatt omfattende beregninger i Plaxis for å finne en løsning.

Beregningene viste at rørene var underdimensjonerte for den reelle utgravingsdybden, og at det krevdes vesentlig flere stagnivåer enn prosjektert for å begrense momentet fra jordtrykket i rørene. Deformasjonene måtte også begrenses da det var en trafikkert vei rett i bakkant av topp røvegg, og stagene ble planlagt oppspent til $0,5 \times P_{dim}$. For den høyeste delen av røveggen var det nødvendig med 7 stagrader, men dette ga en voldsom økning i aksialkraft i rørene. Det ble vurdert slakere helning på stagene for å begrense aksialkapasiteten, men pga. antatt ugunstig helning på berg i bakkant var dette vanskelig å få til i praksis. Dette fordi stagene da måtte settes med en gradvis slakere helning for hver stegrad nedover stagnivåene for å unngå konflikt mellom stagene. På grunn av toleranser og kompleksitet ble det ikke vurdert hensiktsmessig å gjennomføre dette.



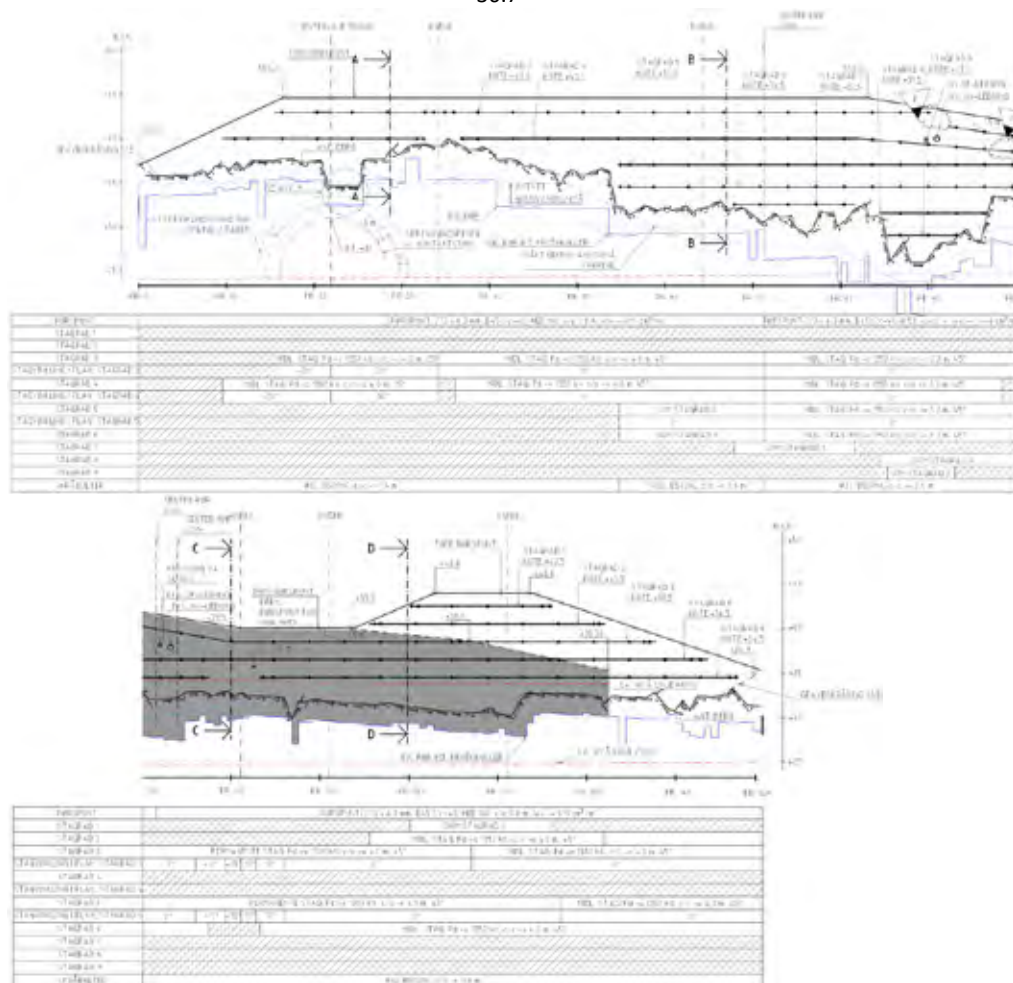
Figur 6: Forskjæring under utførelse pr. 2017-12-12 (foto: Statens vegvesen)

For å øke aksialkapasiteten til rørene i det kritiske området ble HEB160 i rørene byttet ut med ø150-stålkjerner. I tillegg ble det boret ekstra rør mellom rørene slik at c/c ble halvert fra 0,8 m til 0,4 m. For hvert 7. rør måtte det opprettholdes c/c på 0,8 m for å ha plass til stag. Denne løsningen ble utført for ca. 35 m i det kritiske partiet. Et par rør fikk konflikt med naborør som følge av boreavvik, men løsningen ble i all hovedsak utført uten noen vesentlige problemer.

OPPFØLGING

Siden dette ble ansett som en særdeles komplisert sak og et kritisk område, ble det lagt opp til jevnlig befaringer av geotekniker under utførelse. De neste ca. to og et halvt årene ble det suksessivt gravd ned til avstivningsnivå, etablert avstivningsnivå og gravd videre til neste avstivningsnivå. Det ble utført 3D-innmålinger av rørveggen med jevne mellomrom for å overvåke eventuelle deformasjoner. Det ble også fulgt med på deformasjoner bak rørveggen i anleggsfasen.

Utførelsen forløp uten større utfordringer. I hovedsak kan disse oppsummeres til utfordringer med stag som måtte flyttes, mindre problemer med utvasking av masser og utrasing av pukk i nærheten av VA-rør.



Figur 7: Oppriss omprosjektert løsning for rørvegg nr. 2

Mot slutten av utgravingen var berget avdekket langs mesteparten av røveggen bortsett fra et område på ca. 20 meter. I denne sonen ble det gjentatte ganger gravd ned 2-3 meter fra etablert avstivningsnivå, iht. begrensninger på tegning, uten å finne berg. Etter at den syvende stagrafen var installert, ble det nok en gang gravd ned uten å finne berg. Norconsult ble kontaktet for å vurdere en løsning hvor en åttende stagraf ble installert. Beregningsmessig var dette gjennomførbart, men det ble avdekket at utgravingen i deler av det kritiske området nærmet seg underkanten av installerte rør. Dette skyldtes at enkelte av rørene i det kritiske området ikke hadde blitt boret 2 meter i «godt berg», da det gikk en svakhetssone i berget på skrått av røveggen akkurat i dette området. Svakhetssonen var kjennetegnet ved at berget hadde relativt høy motstand inntil det kom i kontakt med vann, hvorpå det ble flytende ved graving.

Det kunne ikke forventes at denne svakhetssonen ble oppdaget under installasjon av rørene, da de var boret over 20 meter før de entret svakhetssonen. Resultatet var at det ikke var mulig å grave videre uten fare for å undergrave rørene. Rørene var utsatt for en svært stor aksialkraft

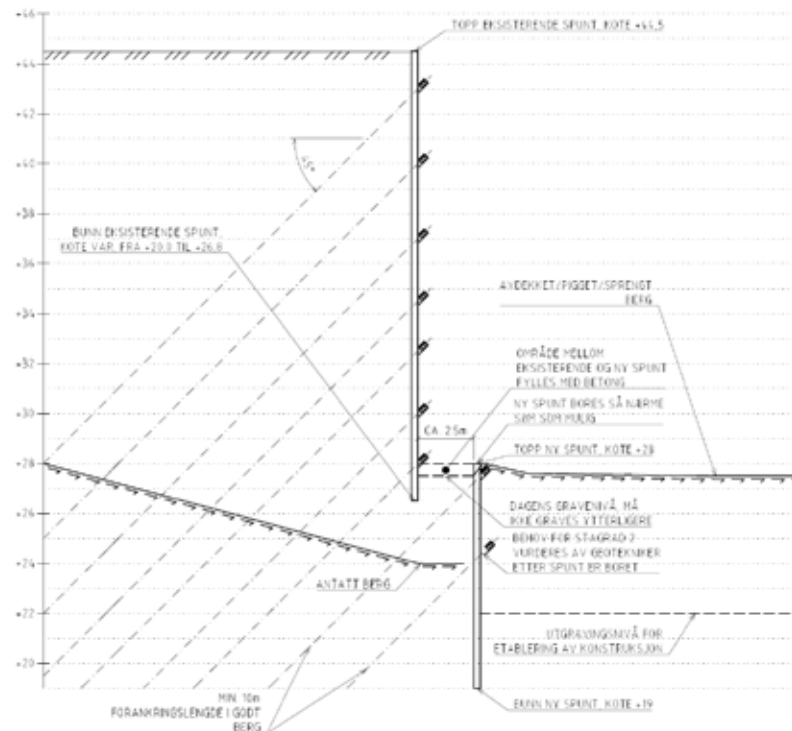
som følge av oppspente stag og ved videre graving risikerte man å forstyrre berget som rørene hadde mothold i.



Figur 8: Rørveggen under utførelse (foto: S. Schanke, Norconsult)

NY RØRVEGG (VEGG NR. 8)

For å kunne etablere portalen inn til Søråstunnelen, var det fortsatt nødvendig å komme ytterligere 6 meter ned. Flere ulike løsninger ble diskutert, men valgt løsning endte opp med å bli en ny rørvegg (vegg nr. 8) foran den store rørveggen. Denne rørveggen skulle bores fra nivået man hadde utgravd og føres godt forbi det endelige utgravningsnivået for å være sikker på at man kunne komme seg ned.



Figur 9: Snitt for ny rørvegg (vegg nr. 8)

Det ble valgt å benytte tre rørlengder a 3 meter, dvs. totalt 9 meter lange rør. Rørene ble plassert så langt unna eksisterende rørvegg som mulig, dvs. så nærme portalen som mulig. Dette for å unngå konflikt mellom nye stag for vegg nr. 8 og eksisterende rør og stag for vegg nr. 2. Rørene ble stort sett boret i berg hele veien. Berget var av varierende kvalitet, noe var fra svakhetssonen som smuldret opp ved graving og vann og noe hadde tilfredsstillende kvalitet. Det ble valgt samme løsning med 273x6,3mm rør med c/c 0,4 meter og HEB160, samt opphold med c/c 0,8 meter for stag. Stagene måtte tilpasses den store rørveggen bak for å hindre kollisjoner. Videre ble det støpt betong mellom stor og ny rørvegg for å sikre samvirke. Arbeidet ble svært nøye fulgt opp med flere befaringer for å gjennomgå aktuelle problemstillinger. Alle involverte parter hadde nytte av lokal tilstedeværelse og samhandling mellom geotekniker, byggherre og boremannskap. For å sikre at løsningen ble som prosjektert, ble protokoller for rørene sendt fortløpende til geotekniker etter hvert eneste boret rør. Videre ble det utført full 3D-innmåling av rørveggene to ganger i uken for å sjekke om arbeidene medførte noen deformasjoner på den store rørveggen.

Etter ferdig installasjon av rørene ble det etablert ett avstivningsnivå på den nye rørveggen. Det ble til slutt gravd/pigget skånsomt ned til endelig utgravingsnivå uten noen videre problemer.



Figur 10: Ferdig etablert rørvegg (foto: Jarl H. Christensen, Implenia)

KONKLUSJON

Den opprinnelig prosjekterte løsningen for rørvegg nr. 2 var basert på et antatt bergnivå som lå vesentlig høyere enn faktisk bergnivå, spesielt i ett parti. Dette medførte behov for en omfattende omprosjektering av konstruksjonen etter at rørene var ferdig boret.

Omprosjekteringen omfattet boring av ekstra rør for å halvere senteravstanden mellom rør, samt installasjon av innstøpte stålkjerner i rørene. Det ble til slutt behov for 7 stagerader ved det mest kritiske partiet (tre stagerader flere enn opprinnelig prosjektert). Mot slutten av utgravingen viste det seg videre at rørene i det kritiske partiet var avsluttet i berg av svært dårlig kvalitet, trolig i en svakhetssone. For å unngå undergraving av rørene ble det etablert en ny rørvegg foran rørvegg nr. 2. Dette muliggjorde endelig utgraving til prosjektert nivå i det mest kritiske partiet.

Arbeidet med etablering av rørvegg nr. 2 har vært lærerikt, utfordrende og tidvis svært krevende. Vi ønsker å fremheve følgende erfaringer/læringspunkter fra dette prosjektet:

- Det var i dette tilfellet kun mulig å utføre et begrenset omfang av grunnundersøkelser i spuntlinja. Generelt kan det imidlertid være en stor fordel å prioritere mer omfattende grunnundersøkelser i tidlig prosjektfase. Dette muliggjør prosjektering av best mulig løsning, og reduserer risikoen for ubehagelige overraskelser under utførelsen.
- Avklar rutine for (daglig) oversendelse av protokoller i god tid før arbeidene igangsettes. Det er spesielt viktig med gode rapporteringsrutiner når kritiske arbeidsoperasjoner utføres. Dette vil bidra til at evt. avvik fra prosjekteringsforutsetningene varsles umiddelbart.
- Selv om det spesifiseres at rør skal avsluttes i «godt berg» er ikke nødvendigvis dette entydig. Det kan også være svært vanskelig å påvise «godt berg» når det bores til større dybder. Her er det viktig med god dialog mellom geotekniker og entreprenør under utførelsen.

Avslutningsvis ønsker vi å takke Statens vegvesen og Implenia for et meget godt samarbeid ifbm. etablering av rørvegg 2 (og på entrepriser K11 generelt). Til tross for utfordringene omtalt i denne artikkelen, har alle parter vært særdeles løsningsorienterte når problemstillinger først har oppstått. Det har hele tiden vært gøy å jobbe i dette prosjektet.



Figur 11: Ferdigstilt utgraving. Bilde tatt 2019-08-27 (foto: Statens vegvesen)

**INTERCITY ØSTFOLD: GEOTEKNISKE FAGMODELLER I ET STORT
SAMFERDSELSPROSJEKT VED BRUK AV CIVIL 3D – Fra utvikling til leveranse****InterCity Østfold: Geotechnical models in a large transport project using AutoCAD
Civil 3D - The process from development to delivery**

Kari Lien Johnsen, Sivilingeniør, Multiconsult Norge AS

SAMMENDRAG

InterCity-prosjektet er et jernbaneprosjekt som strekker seg fra Lillehammer i nord, til Oslo, Hønefoss, Skien og Halden. Som en del av InterCity Østfold planlegger BaneNOR etablering av nytt høyhastighets dobbeltspor på omtrent 17 km fra Haug i Råde til Seut like utenfor Fredrikstad.

I forbindelse med teknisk hovedplan på denne strekningen, har alle tekniske fag, inkludert geoteknikk, levert 3D-modeller for sitt fag. Det er også levert tilhørende mengder som input til kalkyle. Geoteknikk har utarbeidet grunnlagsmodeller (bergmodell og kvalitetssikrede grunnundersøkelser i modell), samt geotekniske fagmodeller som inkluderer geotekniske tiltak med korresponderende mengder og kostnader. Det er ikke levert noen geotekniske tegninger.

Denne artikkelen presenterer vårt arbeid med å finne og utvikle en relativt enkel og effektiv måte å modellere og mengdeberegne geotekniske tiltak på i et stort samferdselsprosjekt som dette, ved bruk av Autodesk AutoCAD Civil 3D.

Resultatet er en modell som tydelig belyser geotekniske tiltak for andre fag og kunde, samt hvor mengdene beregnes på en effektiv måte. Geoteknisk fagmodell inkluderer spunt, kalksementstabilisering og masseutskiftning med lette masser for etablering av spor, konstruksjoner og veier langs hele jernbanetraséen. Modellene fra alle fag er til slutt samlet i en felles modell som viser tiltakene til alle disiplinene i prosjektet sammen.

SUMMARY

As a part of the InterCity railway development in Eastern Norway, BaneNOR will build approximately 17 km of new high speed double tracks from Haug in Råde to Seut close to Fredrikstad. The development will double the train frequency between the cities and shorten the travel time for passengers.

In relation with the preliminary phase of the InterCity project, all technical disciplines in the project have provided separate 3D models for their discipline. For geotechnics, that includes models of bedrock planes, quality assured soil investigations, and geotechnical design. The corresponding quantities of the elements in the design model have also been provided, as input to the project's cost calculations. In this phase of the project, no geotechnical drawings have been provided.

This article will lead you through our work done on finding an efficient and relatively easy way to model geotechnical design in a large transport project using the Autodesk AutoCAD Civil 3D modeling tool.

The result is a model that clearly shows geotechnical design in relation to other disciplines, as well as the corresponding quantities of the geotechnical elements are calculated in a quick and efficient way.

The model includes sheet pile walls, lime-cement stabilization and mass replacements along the entire planned railway path. The different technical models are then combined into one-track model, which includes full detailed engineering. The geotechnical model is generally easy to understand for other disciplines and the customer, and highlights the geotechnical problems in the project.

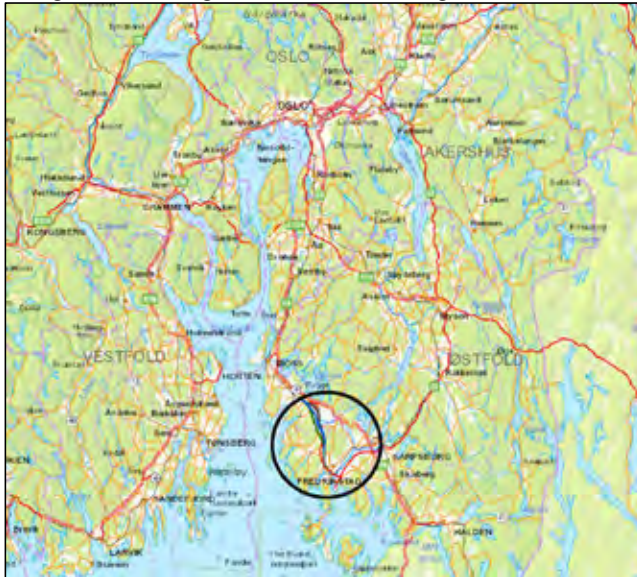
INNLEDNING

I forbindelse med teknisk hovedplan på InterCity Østfold, parsell Haug-Seut, har alle tekniske fag, inkludert geoteknikk, levert 3D-modeller for sitt fag. Det er også levert tilhørende mengder som input til kalkyle. For geoteknikk var det i utgangspunktet bare krav om å levere geotekniske grunnlagsmodeller (bergmodell og kvalitetssikrede grunnundersøkelser i modell), samt mengder på geotekniske tiltak. I et stort samferdselsprosjekt som dette kan det være utfordrende og tidkrevende å beregne mengder på en god og oversiktlig måte. For å forenkle og optimalisere denne prosessen ble det derfor besluttet å utarbeide 3D-modeller av geotekniske tiltak, som ga mulighet for å få ut tilhørende mengder og kostnader. Det ble også besluttet å ikke levere noen geotekniske tegninger.

For utarbeidelse av geotekniske fagmodeller i dette prosjektet ble det lagt mye arbeid i å utvikle en metodikk som gjør det mulig å modellere geotekniske på en relativt enkel måte, samt å effektivt få ut mengder. I denne artikkelen presenteres arbeidet som ble gjort.

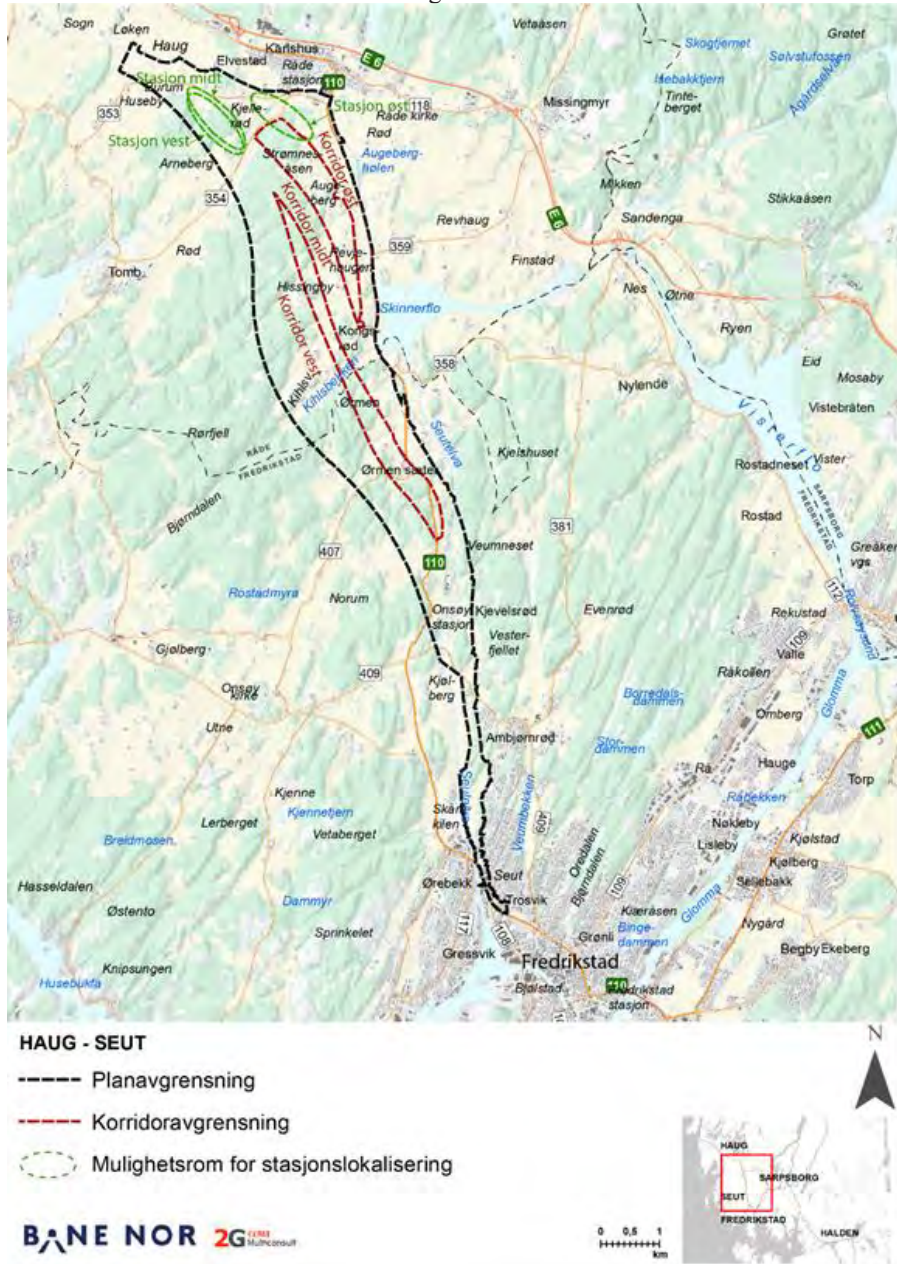
PROSJEKTINFO

InterCity-prosjektet er et jernbaneprosjekt som strekker seg fra Lillehammer i nord, til Oslo, Hønefoss, Skien og Halden. Som en del av InterCity Østfold planlegger BaneNOR etablering av nytt dobbeltspor fra Haug i Råde til Seut like utenfor Fredrikstad, se oversiktskart i Figur 1. Jernbanen skal dimensjoneres for en hastighet på 250 km/t. Utbyggingen er planlagt ferdigstilt i 2029, og skal føre til doblet togfrekvens til Fredrikstad og forkortet reisetid.



Figur 1: Oversiktskart. Aktuelt område vist i sort ring.

Strekningen Haug-Seut er omtrent 17 km lang, og i teknisk hovedplan for denne parsellen skal tre ulike trasealternativer utredes, i tillegg til en felles trasé i sør. De ulike trasealternativene har til sammen en lengde på nesten 40 km, og det skal etableres modell for hele denne lengden. I de geotekniske fagmodellene inngår geotekniske tiltak for etablering av bl.a. spor, konstruksjoner og veier knyttet til planlagt jernbane. Planavgrensning og korridorer for de ulike trasealternativene er vist i Figur 2.



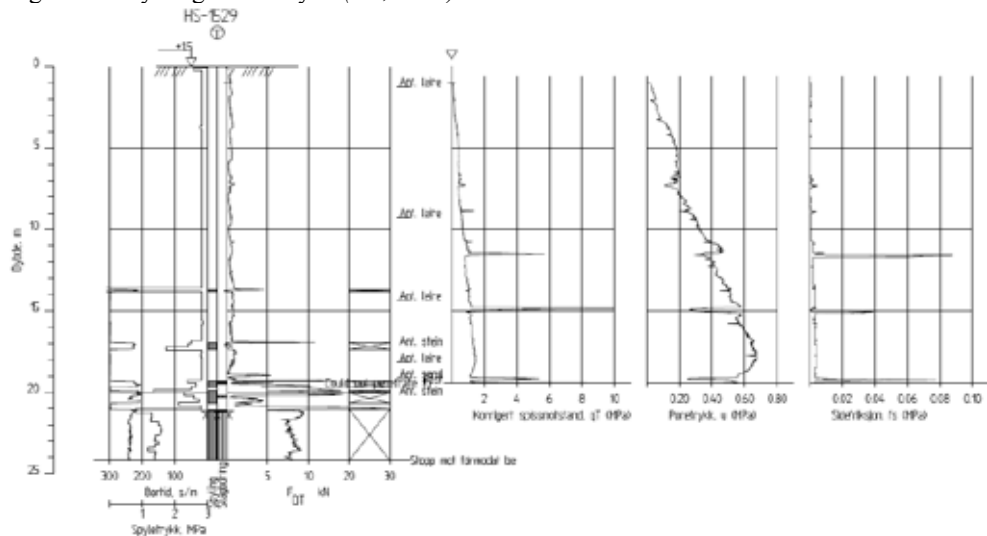
Figur 2: Planavgrensning og korridoravgrensninger

Prosjektet er komplekst, både med tanke på størrelsen og kostnader knyttet til utbyggingen, og at det berører mange potensielle brukere og grunneiere. Små endringer av traséen ett sted vil kunne gi store konsekvenser for resten av traséen. Å optimalisere valg av trasé er derfor veldig viktig, og krever god samhandling mellom alle fagene.

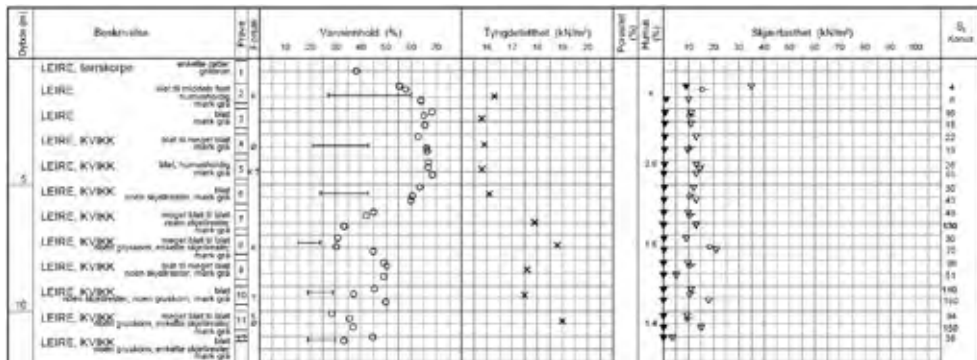
GRUNNFORHOLD

Grunnforholdene i området er kartlagt ut fra en rekke utførte grunnundersøkelser, bl.a. totalsonderinger, CPTU, prøvetaking med tilhørende labforsøk, og seismiske undersøkelser. Området byr på varierende og til dels meget utfordrende grunnforhold. De høyereliggende delene av området består hovedsakelig av skogsområder og store partier hvor det er liten eller ingen løsmasseoverdekning over berg. I lavereliggende områder er det store områder med dyrket mark som skjærer seg gjennom terrenget. Her er det registrert større mektighet av løsmasser. I disse områdene har man stedvis sensitiv eller kvikk leire til stor dybde. En typisk totalsondering, CPTU og prøveserie fra disse områdene er vist i hhv. Figur 3 og Figur 4. Det finnes også noen ravinedaler som stort sett ligger i forlengelse av områdene med dyrket mark. Hele prosjektområdet ligger under marin grense.

Generelt gjelder det for hele området at bergoverflaten er svært kupert både over og under terreng. Det er flere steder registrert flere titalls meter til berg kun få meter unna områder med berg i dagen, noe som tyder på at bergoverflaten faller tilnærmet loddrett. Det er påvist poreovertrykk i grunnen i flere områder, men det er også områder der det er registrert betydelige undertrykk (2G, 2019).



Figur 3: Typisk totalsondering og CPTU fra lavereliggende områder med dyrket mark



Figur 4: Typisk prøveserie fra lavereliggende områder med dyrket mark

PROBLEMSTILLING

På grunn av utfordrende grunnforhold og høy dimensjonerende toghastighet er det behov for omfattende geotekniske tiltak for etablering av ny jernbane på strekningen Haug-Seut. Når disse tiltakene skal bestemmes og kostnadsestimeres for en samlet strekning på nesten 40 km er det derfor viktig å gjøre det på en strukturert, effektiv og oversiktlig måte. Tiltakene må også sammenfalle med andre fagmodeller, noe som krever godt samspill med andre fag.

RESULTAT: 3D-MODELLERING AV GEOTEKNISKE TILTAK

Med grunnlag i problemstillingen ble det som nevnt i innledningen besluttet å gjøre alt i 3D, ved å modellere og kostnadsestimere geotekniske tiltak i en geoteknisk fagmodell. Det ble ikke levert noen geotekniske tegninger i denne fasen av prosjektet, kun modeller.

I forhold til denne planfasen ble det funnet nødvendig å modellere spunt, kalksementstabilisering og masseutskiftning med lette masser. Prinsipper for valg av geotekniske tiltak langs strekningen ble definert først, og dokumentert i geoteknisk fagrapport for prosjektet (2G, 2019). Selve den geotekniske prosjekteringen ble gjort underveis som man modellerte, da man i modellen fikk veldig god oversikt over hvilke geotekniske tiltak som var nødvendig i forhold til grunnlagsmodeller og andre fagmodeller.

Alle de ulike fagene utarbeidet modeller separat. Til slutt ble alle fagmodellene lagt inn i en felles samlemodell. Figur 5 viser et utklipp av samlemodellen for ett av trasealternativene. Her er den vist med terrengoverflate, og mye av geoteknikken er derfor skjult. Av geotekniske tiltak kan man se kalksementstabilisering (vist med rosa farge) der hvor det skal være løsmasseskjæringer.



Figur 5: Utklipp fra sammenstillingsmodell, vist med terreng. Kalksementstabilisering er vist i rosa.

Valg av verktøy

Det ble besluttet å bruke Autodesk AutoCAD Civil 3D til modelleringen. For vårt formål passet dette programmet bra, da det håndterer modeller med stor utstrekning, samt at det benytter globale koordinater. I denne fasen av prosjektet var det ikke nødvendig med en veldig detaljert presentasjon, kun enkle objekter med grove volumer og arealer var nødvendig.

Modellens oppbygning

I arbeidsfilene hvor modelleringen ble gjort, ble alle relevante modeller lagt inn, slik at man kunne vurdere og plassere nødvendige geotekniske tiltak i forhold til dette. Relevante modeller var terreng- og bergmodell, og modeller fra fagområder som spor, veg, arkitekt, landskapsarkitekt og konstruksjon. Dette krevde god samhandling med andre fag. Siden vi var avhengig av andre fagmodeller for å gjøre vår modellering måtte øvrige fag levere modellene sine tidligere enn de var vant til. De måtte også konvertere modellene sine til formater som passet til vår modellering.

Selve den geotekniske fagmodellen ble bygd opp av volumobjekter (3D solids) som er laget ut fra overflater («surfaces»). Alle geotekniske tiltak ble modellert på denne måten. Fordelen med surfaces er at man enkelt kan plassere og tilpasse objektene i forhold til grunnlagsmodellene (terreng- og bergmodell) og modellene fra andre fag.

Et utklipp av samlemodellen er vist i Figur 6, her vist uten terrengoverflaten. Man kan her se at jernbanen går i løsmasser og over bru, og at det går vei både over og under banen. Geotekniske tiltak som vises i dette utklippet er spunt for utgraving av brufundamenter (vist i grønt), og kalksementstabilisering av løsmassene under bane, vei og for utgraving av brufundamentene (vist i rosa). Bergmodell er vist i grått.

ERFARINGER OG UTFORDRINGER

Underveis i modelleringsprosessen dukket det opp flere utfordringer og nyttige erfaringer:

- Modellering av geotekniske tiltak direkte i modell var veldig oversiktlig og fordelaktig.
- Mengdeberegninger fra modell var meget tidsbesparende i forhold til alternative metoder, noe som gjorde at man kunne bruke mer tid på den geoteknisk prosjekteringen. Mengdene ble helt riktige i forhold til hvilke tiltak vi hadde lagt inn, og det var raskt å oppdatere de ved eventuelle endringer.
- Samhandling med andre fag har vært veldig viktig. Vi er avhengig av deres modeller for å gjøre vår modellering, og når deres modeller oppdateres må det kommuniseres og fanges opp tidlig slik at vi kan oppdatere våre modeller.
- Før vår modellering kan starte må grunnlagsmodellene være på plass. Om grunnlaget blir forandret påvirker det våre modeller mye.
- En stor jobb var å strukturere oppdelingen av strekningene, og dokumentere valg av geotekniske tiltak for hver del. Vi var mange som jobbet med modelleringen samtidig, og man måtte derfor lage et godt system slik at alle til enhver tid hadde oversikt.
- Det var viktig å bygge opp modellene på en gjennomtenkt måte. Selv om Civil 3D kan håndtere relativt store modeller med stor utstrekning, kan programmet bli veldig tregt om man har mye data i modellen som bygges opp på feil måte.

KONKLUSJON

Modellen gir god oversikt over geotekniske tiltak, både for oss selv, andre fag og kunde. En stor fordel med modelleringsmetoden er at man raskt og effektivt kan få ut mengder og tilhørende kostnader, og at man tydelig kan se hvor mengdene kommer fra. Ved eventuelle endringer i prosjektet kan mengdene raskt oppdateres. Man trenger da kun å endre modellen slik som vi, andre fag eller byggherren ønsker, og deretter beregnes mengdene automatisk. Modelleringsmetoden fungerer bra for denne detaljeringsgraden, og vi er fornøyde med resultatet. Metoden har selvfølgelig forbedringspotensialer, og er stadig under utvikling, men generelt tenker vi at dette er noe andre også kan bruke i større samferdselsprosjekter.

BIDRAGSYTERE:

Guro Brendbekken, Philip Hon, Marit Isachsen, Bernhard Naglestad, Kim-Levi Wood, Magnus Todnem, Monika Rødin Lund

KILDER

2G (2019), «Fagrapport Geoteknikk, UHS-00-A-20304», datert 09.10.2019

FARRISBRUA – FUNDAMENTERING PÅ PILARER, STÅLRØR MED 2 METERS DIAMETER**Farrisbrua - foundation on pillars, steel pipe with 2 meter diameter.**

Rolf Røsand, Sivilingeniør, Rambøll Norge AS

SAMMENDRAG

Rambøll og L2 Arkitekter vant sammen med Statens vegvesens designkonkurranse for broen over Farriseidet med forslaget «Milepæl». Broen er en skråkabelbro med V-formet tårn og to kabelplan. Broen er 570 meter lang, 28 meter bred og har et hovedspenn på 120 meter. Tårnene er 70 meter høye og tiltes både utover og bakover.

På hele strekningen langs brutaséen består øverste lag i original grunn av forholdsvis bløte avsetninger av siltig sand og leirig, siltig sand i toppen. Videre er det mektige forekomster av friksjonsmasser (morene) ned til 40–50 m. Under dette nivået er det et lag med finere avsetninger før det i de dypeste boringene igjen er fastere morenelag over berg.

Brua har varierende fundamentering med stålkjernepeler, stålrørspeler og pilarer for de 10 fundamentene (akse 1–10). Tårnfundamentet i akse 7 er fundamentert på 12 pilarer ned til berg. Pilarene har en diameter på 2 meter og er ført ned til berg opp til 80 meter under terreng.

Den valgte fundamenteringsløsningen i akse 7 fungerte godt. Arbeidet ble gjennomført uten spesielle hendelser, men det var en krevende jobb som tok tid. Det var gjort et grundig forarbeid med bl.a. et stort antall grunnboringer som ga en god oversikt over grunnforholdene. Det at det også lå inne en prøvepilar i kontrakten, gjorde at entreprenøren fikk optimalisert metode og utstyr i en tidlig fase.

SUMMARY

Ramboll and L2 Architects won the National Road Administration's design competition for the bridge across the Farriseidet with the proposal "Milestone". The bridge is a cable-stayed bridge with a V-shaped tower and two cable planes. The bridge is 570 meters long, 28 meters wide and the main span is 120 meters. The towers are 70 meters high and tilted both outwards and backwards.

For the entire stretch of the bridge, the soil conditions in the upper layers consist of relatively soft deposits of silty sand and clayey, silty sand at the top. Furthermore, there are mighty deposits of friction material (moraine) down to 40–50 m. Below this level there is a layer of finer deposits over a second moraine layer over bedrock.

The bridge has varying foundation methods with steel core piles, steel pipe columns and pillars for the 10 foundations (axis 1–10). Axis 7 tower foundation is based on 12 pillars down to the bedrock. The pillars have a diameter of 2 meters and are driven down to bedrock with a depth up to 80 meters below terrain.

The chosen foundation solution in axis 7 worked well. The work was done without any special events, but it was a demanding job that took time. Thorough preparation was done with a comprehensive ground investigation which gave a good overview of the ground conditions. Also, that there was a sample pillar in the contract, gave the contractor an optimized method and equipment at an early stage.

INNLEDNING

Veistrekningen fra Bommestad til Sky ved Larvik er siste etappe i utbyggingen av firefelts E18 gjennom Vestfold. Strekningen er totalt på 6,7 km, og trafikkmengden på strekningen varierer mellom 15 000 og 17 000 kjøretøyer per døgn. Veianlegget bygges ved Farrisvannet, som er drikkevannskilde for 200 000 innbyggere. Et stort fokus på miljø har derfor vært viktig gjennom hele prosjektet.

Rambøll og L2 Arkitekter vant sammen Statens vegvesens designkonkurranse for broen over Farrisidet med forslaget «Milepæl». Broen er en skråkabelbro med V-formet tårn og to kabelplan. Broen er 570 meter lang, 28 meter bred og har et hovedspenn på 120 meter. Tårnene er 70 meter høye og tiltes både utover og bakover.

Farrisbrua er bygd av fellesforetaket Joint Venture Farris Bru ANS, til en kontrakt på 719 mill. kroner. (EK2). Det var i utgangspunktet polske Bilfinger Infrastructure med 65% og tyske Bilfinger Constructions med 35%, som dannet fellesforetaket JVF ANS og fikk kontrakten med Vegvesenet. De to selskapene ble høsten 2015 kjøpt opp av henholdsvis Østerrikske PORR (PNC Norge) og Sveitsiske IMPLENIA (Implenia Norge), som da overtok kontrakten og videreførte arbeidet.



Figur 1: Illustrasjon av Farrisbrua sett fra Martineåsen. Rambøll/Statens vegvesen

Kontrakten ble underskrevet 20. november 2013 og arbeidene ble igangsatt tidlig i 2014. Planlagt åpning var i slutten av 2017, men forsinkelser på slutten gjorde at åpningen ble utsatt til 24. mars 2018.

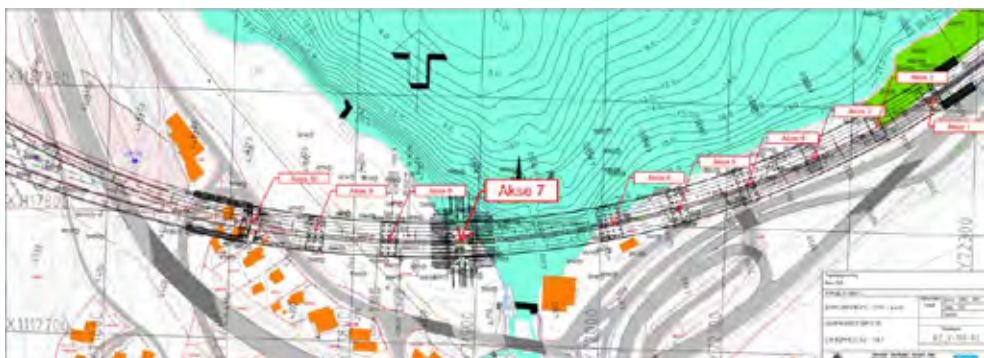
GRUNNFORHOLD

I følge geologisk løsmassekart (NGU) ligger brutráséen delvis på randmorene med marine avsetninger på nordsiden mot Farris. Løsmassekartet stemmer ikke helt langs hele traséen.



Figur 2: Kvartærgeologisk kart. www.ngu.no

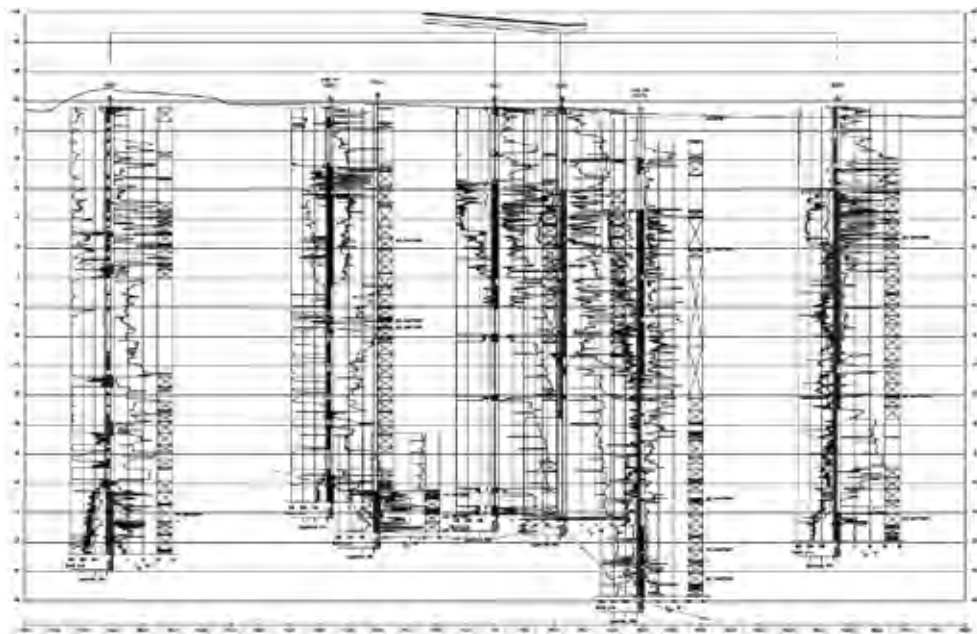
Grunnforholdene er vurdert på grunnlag av et stort antall totalsonderinger til fjell eller til stor dybde. Det er tatt en dyp prøveserie av representative prøver til ca 50 m dybde i ett punkt mellom akse 5 og 6. Det er utført CPTU (trykksonderinger) og prøvetakinger i øverste lag i akse 1, 3 og 7. Det er ikke tatt opp uforstyrrede prøver eller utført forsøk for styrke og deformasjonsparameter i morenelaget på grunn av fast masse og vansker med å ta opp prøver.



Figur 3: Borplan for grunnundersøkelse. Rambøll/Statens vegvesen

På hele strekningen langs brutráséen består øverste lag i original grunn av forholdsvis bløte avsetninger av siltig sand og leirig, siltig sand ned til dybder på ca 5–15 m.

Under de bløte avsetningene er det mektige forekomster av friksjonsmasser (svært fast morene) ned til 40–50 m, varierende langs linjen. Under dette nivået synes det som om avsetningene er finere. Muligens leirig silt og siltig leire med ulik finhet og lagringsfasthet. I de dypeste boringene, blant annet i akse 7, er det også antatt et morenelag i større dybde.



Figur 4: Typiske totalsonderingsresultat i akse 7. Rambøll/Statens vegvesen

I vegtraséen nærmest Farrisvannet er original grunn overfylt av grove masser ved utfyllinger i Farrisvannet sent på 60-tallet og tidlig på 70-tallet. De bløte avsetningene har ikke blitt fortrent ved denne utfyllingen og ligger som et lag under utfylte masser. Sonderinger viser at massenes lagringsfasthet avtar utover i Farris mens den øker sterkt på innsiden av vegtraséen. Utover i Farris øker også tykkelsen på de bløte avsetningene samtidig med at vannndybden også øker betydelig.

For akse 7 er det registrert fjelldybder på 65–75 meter i borpunktene. Fjellet synes å falle av i retning mot dyprennen under akse 6, og samtidig utover mot nord i Farris.

Utenfor vannkanten ved akse 6 og 7 var det en del synktømmer og trefflis. Synlig del av synktømmeret ble fjernet i egen entreprise.



Figur 5: Synktømmer tatt opp ved akse 6 og 7. Foto: Prosjektet, Statens vegvesen

BRUKONSEPT

Farrisbrua er 570 meter lang og 28 meter bred. Den går i horisontal kurve rundt Farrisvannets sydlige bredd, og svakt stigende opp til tunnelportalen i Martineåsen. Den nye brua ligger nærmere Farrisvannet enn den gamle og har omtrent samme høyde.

Brua er en skråkabelbro med V-formet tårn og to kabelplan. Tårnene er 70 meter høye og tiltes både utover og bakover. I det opphengte spennet utformes overbygningen som en stålkasse i samvirke med et plasstøpt betongdekke. I sidespennene er overbygningen mest utført som to betongkasser som kobles sammen. Til sammen utgjør dette en monolittisk betongkonstruksjon med samlet lengde på 570 meter

Brokonstruksjonen har i seg selv vært krevende ved at tårnene tiltes både utover og bakover, noe som var en kompliserende faktor.

Bruas største fundament er tårnfundamentet. Dette fundamentet består av 12 pilarer, stålrør på 2 meters diameter, som ble boret ned gjennom morenemassene til fjell, og deretter fylt med armering og betong. Dybden til fjell er her opptil 80 meter. Oppå disse pilarene ble det støpt en betongplate på ca. ett mål, i fire meters tykkelse. Tårnfundamentet er det mest krevende av bruas ti fundamenter av varierende størrelser.

FUNDAMENTERING

Brua har varierende fundamentering for de 10 fundamentene (2 landkar og 8 fundamentakser) som vist i tabell i figur 6 nedenfor.

Akse	Peletype
1	40 stk stålkjernepeler Ø220 mm og 4 stk stålkjernepeler Ø150 mm til berg
landkar øst	
2	28 stk stålkjernepeler Ø220 mm til berg
3	24 stk vertikale rammede stålrørspeler Ø914 x 20 mm som friksjonsspel
4	25 stk vertikale rammede stålrørspeler Ø914 x 20 mm som friksjonsspel
5	26 stk vertikale rammede stålrørspeler Ø914 x 20 mm som friksjonsspel
6	27 stk vertikale rammede stålrørspeler Ø914 x 20 mm som friksjonsspel
7	12 stk borede pilarer med diameter 2000 mm til berg opp til 80 meter undet terreng
8	6 stk borede pilarer med diameter 1500 mm til berg 40 - 45 meter undet terreng
9	24 stk stålkjernepeler Ø220 mm til berg
10	36 stk stålkjernepeler Ø220 mm og 15 stk stålkjernepeler Ø150 mm til berg
landkar vest	

Figur 6: Valgt fundamenteringsløsning

Ved etablering av byggegrop for hvert enkelt fundament var det behov for oppstøtting med spunt. Dette var nødvendig både for oppstøtting mot eksisterende E18 og for å hindre at byggegropa ble fylt opp med vann fra Farris. Spuntgroper ble etablert med en kombinasjon av vanlig stålspunt (Z spunt) og boret rørsputtvegg. Mot Farris var det med hensyn til behovet for tett spunt benyttet vanlig stålspunt, mens det opp mot eksisterende E18, som var bygd på steinfylling, var nødvendig med boret rørsputtvegg for å komme gjennom steinfyllingen. Spuntgropene ble utført med innvendig avstivingsramme og den ble delvis forankret med borede løsmassestag der det var stigende terreng mot eksisterende E18.



Figur 7: Spungtropa med stålkjernepeler til venstre og stålrørspeler til høyre. Foto: Rambøll

Farrisvannet blir som drikkevannskilde nøye overvåket. I vannet er det lagt ut siltgardiner for å beskytte mot spredning av partikler fra anleggsarbeidene, jfr. figur 8. Det ble også satt ut målere i Farris for kontinuerlig overvåkning av vannkvaliteten.



Figur 8: Anleggsområdet med siltgardiner. Foto: Statens vegvesen

Akse 7 – Tårnfundament

Videre beskrivelse omhandler hovedsakelig fundamentering i akse 7, som kanskje var den største tekniske utfordringen i prosjektet.

Fundamentet har en størrelse på ca. 1 mål i 4 meters tykkelse, og er fundamentert på 12 pilarer ned til berg.

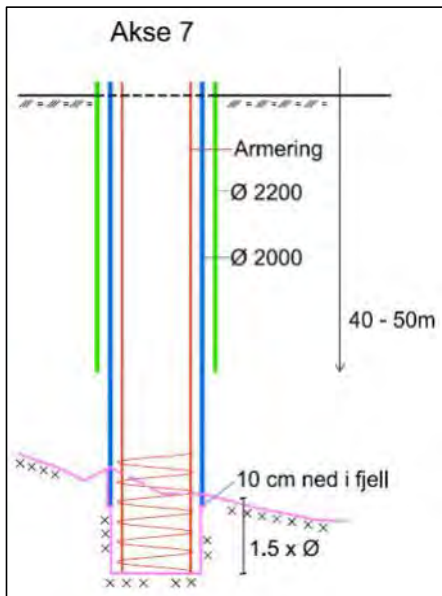


Figur 9: Anleggsområdet for akse 7 (og 8). Foto: Statens vegvesen

Pilarene har en diameter på 2 meter og er ført ned til berg opp til 80 meter under terreng og foten er meislet 3 meter inn berg. De er etablert ved at massene er skovlet, meislet og grabbet ut inne i røret. Litt av utstyret som ble benyttet er vist på bilder nedenfor.



Figur 10: Utstyr for etablering av fundament i akse 7. Foto: Statens vegvesen



Figur 11: Prinsipppløsning akse 7

Før arbeidet med pilarene for fundamentet startet opp ble det utført en prøvepilar som dannet grunnlag for valg av metode og der det var mulig og prøve ut forskjellig utstyr. Dette var arbeid som lå inne i kontrakten og som entreprenøren fikk betalt for.

For kontroll av oppnådd kvalitet er det montert 4 rør med Ø110 mm i hver pilar der det ble utført røntgenmålinger av pelen. Rørene ga også mulighet for injisering av bergfot.



Figur 12: VRM 2500 Casing Oscillator



Figur 13: RDM 2000 Casing Rotator

Arbeidet på akse 7 ga utfordringer med spesielt innboring/meisling i skrått berg og forsering av stor stein/blokk i grunnen, ref. figur 14. Entreprenøren opplevde også at det til tider var stor slitasje på utstyr, noe som medførte at arbeidet stoppet opp i perioder. På noen pilarer

Figur 11 viser en prinsippskisse av hvordan pilarene er utført.

1. Ytterrør med diameter 2200 mm etableres ned til 40 – 50 meter under planum med Liebherr VRM 2500 *Casing Oscillator*, ref. figur 10.
2. Innerrøret, som har en diameter på 2000 mm, settes inne i ytterrøret og bores videre ned til, og minimum 100 mm inn i berg med en Liebherr RDM 2000 *Casing Rotator*, ref. figur 11.
3. Det meisles/bores ut en bergfot til dybde 1,5 x diameteren på innerrøret ned i berg.
4. Armering senkes ned i røret og det støpes ut.
5. Ytterrøret trekkes samtidig som mellomrommet mellom innerrør og ytterrør gyses.

viste kontrollen at det var hulrom mellom pilaren og berget. Dette ble løst med injisering via kontrollrørene som var montert inn i pilarene.



Figur 14: Blokk som er tatt opp i akse 7. Foto: Statens vegvesen

Den valgte fundamenteringsløsningen i akse 7 fungerte godt. Arbeidet ble gjennomført uten spesielle hendelser, men det var en krevende jobb som tok tid. Dette mener vi har sammenheng med at det var gjort et grundig forarbeid med blant annet et stort antall grunnboringer som ga en god oversikt over grunnforholdene, men også det at det lå inne en prøvepilar i kontrakten gjorde at entreprenøren fikk optimalisert metode og utstyr.

Fundamentet over pilarene har dimensjoner på (B x L x H) 20 x 48 x 4 meter. Det gikk med 600 tonn armering, jfr. figur 15, og nesten 4000 m³ betong i dette fundamentet. Oppe på fundamentet bygges de 2 tårnene. Tårnene er 70 meter høye og tiltes både utover og bakover. Brukonstruksjonen har i seg selv vært en utfordring, og det at tårnene tiltes både utover og bakover er en kompliserende faktor.



Figur 15: Fundament akse 7. Foto: Statens vegvesen

Akse 8

I akse 8 ble det valgt en litt annen løsning, ref. figur 16.



Figur 16: Prinsipløsning akse 8

Med hensyn til punkt 4 så viser figur 17 pute som ble blåst opp før gysing over og trekking av ytterrøret. Figur 18 viser borerigg som ble benyttet i akse 8.



Figur 17: Oppblåsbar pute. Foto: Statens vegvesen



Figur 18: Borerigg som ble benyttet i akse 8. Foto: Statens vegvesen

Årets anlegg: E18 Bommestad – Sky

Prosjektet Bommestad - Sky vant prisen Årets Anlegg for 2018. I juryens begrunnelse står det blant annet at *"E18 gjennom Vestfold er fullført med et stykke ingeniørkunst og et spektakulært landemerke, Farrisbrua. Prosjektet har løst store tekniske og miljømessige utfordringer på en forbilledlig måte"*.



Figur 19: Oversiktsbilde Farrisbrua. Foto: Rambøll/Aleksander Ribe

**GEOTECHNICAL DESIGN OF SUBSEA STRUCTURES WITH FOCUS ON
INSTALLATION ASPECTS****Geoteknisk prosjektering av subsea konstruksjoner med fokus på installasjon**

Erik R. Sørli, Erik Schiøtz, Jesper Bjerre & Steffen Giese, Multiconsult Norge AS

SUMMARY

Offshore projects have developed more towards deeper water in recent years, where the projects are developed by use of subsea technology. From a geotechnical point of view, offshore projects require in general well planning, including extensive ground investigations, detailed geotechnical analyses and close following up of the installation phase. This paper outlines geotechnical considerations within subsea foundations, with focus on the installation aspects of the design. The installation considerations include mainly the impact forces during the seabed landing, the penetration phase of the foundations, as well as levelling operations during installation. The predicted installation resistance is compared with measured installation resistance from a recent Baker Hughes project.

SAMMENDRAG

Offshore prosjekter har i senere år beveget seg mot dypere vann, hvor olje- og gassprosjektene utvikles ved hjelp av undervannsteknologi. Fra et geoteknisk perspektiv krever offshoreprosjekter god planlegging, med omfattende grunnundersøkelser, detaljerte geotekniske analyser og tett oppfølging under installasjon. Denne artikkelen presenterer geotekniske evalueringer innen undervannsfundamentering, med fokus på ulike aspekter knyttet til installasjon. Evalueringene knyttet til installasjon omfatter resulterende krefter under selve landingen på sjøbunnen, penetrasjonsfasen av fundamentene, samt hvordan helningen på fundamentet kan justeres under installasjonen. Beregnet og målt motstand er sammenlignet fra et nylig Baker Hughes prosjekt.

INTRODUCTION TO SUBSEA GEOTECHNICAL ENGINEERING

Offshore geotechnical engineering deals with many challenges within several marked areas:

- Wind energy
- Ports and terminals
- Oil and gas facilities, including subsea engineering
- Pipelines
- Geo-hazard related challenges

Within the oil- and gas industry, several structure types are commonly used, as illustrated in Figure 1.

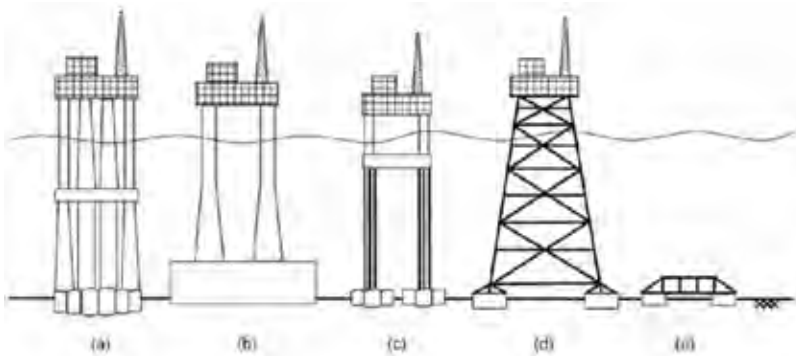


Figure 1 – Offshore bottom fixed structure types; (a)-(b) Gravity based structure, (c) Tension-leg platform, (d) jacket structure, (e) subsea structure (Randolph & Gourvenec, 2011)

The oil- and gas projects have in recent years moved to deeper waters, where the fields are developed by means of subsea structures. With improving technology, subsea structures are often considered a favourable concept also in shallow waters, with water depth of less than 100 m. The fields consist of a variety of components with different functions, such as production and injection wells, manifold structures, control units and connecting pipelines. The pipelines are either directed to shore or to floating units, as shown in Figure 2.

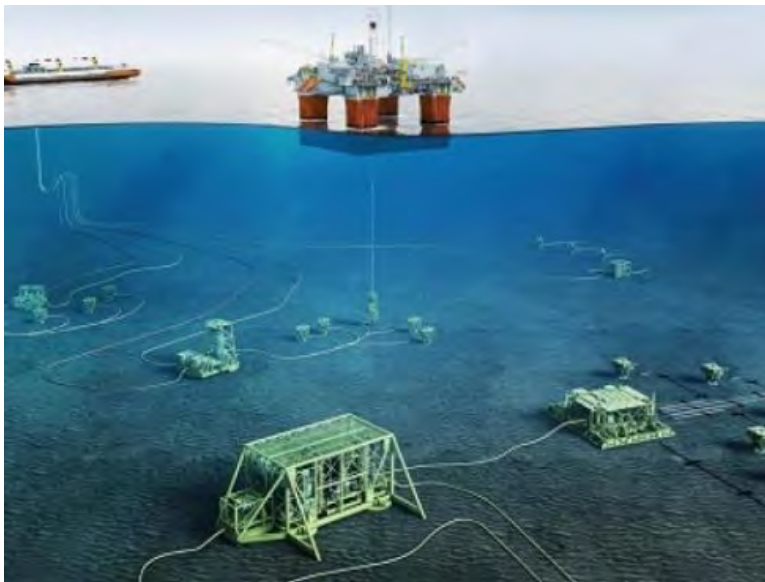


Figure 2 – Illustration picture of subsea field (Baker Hughes, 2019)

The subsea technology has been used in other marked areas, with the carbon capturing project Northern Lights as an example (Equinor, 2019).

A typical subsea project comprises following geotechnical evaluations:

- Desktop studies of the geological formations and the geo-hazard related aspects of the field, including evaluation of submarine slides, gas pockets, seismic activity and seabed

mobility. The subsea structures and the connecting pipelines should be located and designed to mitigate the risk of geo-hazard events.

- Planning of investigation campaigns and interpretation of the ground conditions, including geophysical surveys, geotechnical ground investigations and laboratory test programs on retrieved soil samples. The soil stratification, general soil characteristics, as well as geotechnical parameters and design profiles for each foundation structure are determined based on the executed investigations.
- Evaluation of foundation concept based on the ground conditions, the characteristics of the structures and project specific constraints. Figure 3 shows an overview of common foundation concepts for subsea structures.
- Foundation sizing based on relevant installation aspects and in-place evaluations.
- Planning and following up of the installation phase.



Figure 3 – Illustration of different foundation concepts; (a) Single suction caisson foundation & (b) Mud-mat foundation and (c) 4-can foundation

OFFSHORE GROUND INVESTIGATIONS

The geophysical surveys are usually conducted at the initial stage of the project, where the seabed bathymetry and the sub-bottom profiles are mapped over the field. From the geophysical surveys, irregularities of the seabed like pockmarks, faults, larger boulders and historic submarine slides can be identified. The results from the geophysical surveys should be evaluated in conjunction with the geological formations and processes. Further, a first glance of the soil stratification is obtained, which is of importance for the field layout and further ground investigations.

The field investigations contain both in-situ tests and soil sampling. CPTu is the most commonly used in-situ test. Ball-cone tests and T-bar tests are often used where shallow depths are of most importance, with pipeline routes as an example. The amount of required soil tests is dependent of the homogeneity of the ground conditions. The investigations are usually performed using seabed frame lowered and operated from the soil investigation vessel. The soil layering from the geophysical surveys should ultimately be verified from the in-situ testing.

The laboratory program for typical offshore projects is similar to onshore projects, however with more focus on advanced soil testing. Several tri-axial-, direct simple shear- (DSS) and oedometer tests are usually performed for each borehole. In areas of large seismic activity, bender element-, resonant column- and cyclic tests are commonly executed, to establish site-specific profiles of the small strain stiffness (G_{max}) and cyclic soil degradation properties.

The soil conditions from the different subsea projects have a great variety, from under-consolidated soft clay formations in delta areas to very stiff glacial deposits.

DESIGN CONSIDERATIONS

The different geotechnical design conditions for a typical subsea project are given in the subsequent sections, with focus on the installation conditions.

Landing at the seabed

After the structure has been lowered to seabed in the correct position and heading, the foundation is ready for the seabed landing, where the resulting impact forces need to be evaluated.

The landing velocity during the impact is depending on the lowering speed from the crane, the sea-state and the efficiency of any heave compensation system. *API (2011)* recommends to consider a maximum resulting landing velocity at crane position of 0.2 m/s. Company specifications tends however to be more strict than the API recommendation, with a design landing velocity of 0.5 m/s as a common design criterion.

The different critical mechanisms are illustrated in Figure 4, and summarized in following:

- Global soil failure
- Local soil failure
- Wash-out/ channelling
- Structural integrity
- Slack slings/foundation skidding and tilting

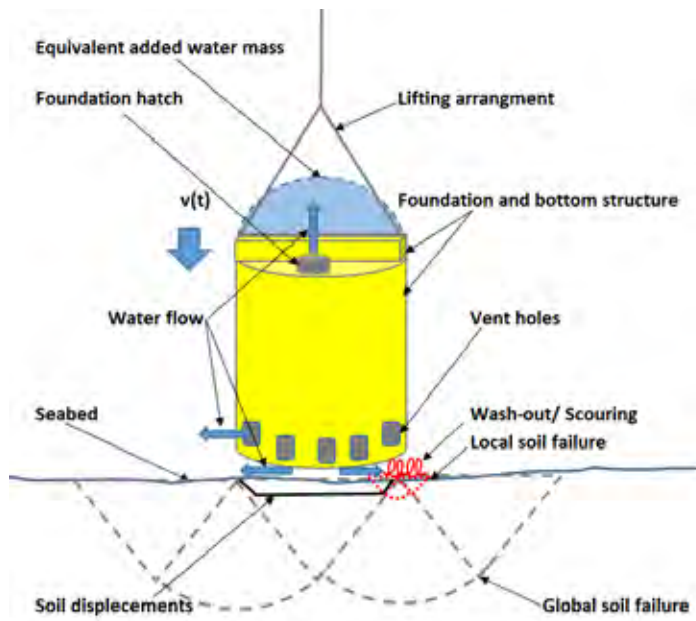


Figure 4 – Illustration of the system and critical modes during seabed landing.

The landing conditions should be assessed by means of dynamic time domain analysis in accordance with *DNVGL (2017a)*. The analysis includes structural weight and mass components, stiffness and bearing resistance of the soil for the different mechanisms and the

stiffness from the lifting configuration. For sandy conditions, the bearing capacity of the soil is normally not an issue, however some local scour is usually observed.

The opening areas of the foundations should be determined to prevent the different failure modes given in Figure 4. The required opening areas may be obtained by a combination of hatches, pipes to suction panel and vent-holes located in the lower area of the skirts. If vent-holes are used, a sufficient self-weight penetration must be ensured. As an alternative to increase the opening areas, the design landing velocity may be re-assessed when a well-controlled installation can be ensured from the installation contractor.

Skirt penetration

The penetration phase for suction pile foundations may be divided into two phases; (a) the self-weight penetration and (b) the suction operated installation, as illustrated in Figure 5.

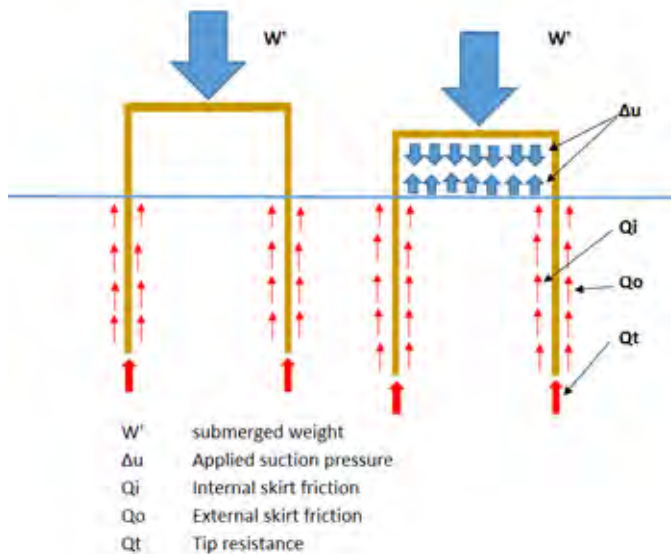


Figure 5 – Skirt penetration; (a) Self-weight penetration, (b) Suction operated penetration

The self-weight penetration phase ends when the sum of skirt friction and tip resistance is equal to the submerged weight of the structure. For mud-mat foundations, where no suction can be applied, the submerged weight must be larger than the highest expected penetration resistance to ensure a complete penetration. For suction foundations, the penetration continues by pumping water from the top-plate.

The design methodologies for estimating the installation resistance may be divided into two categories; (a) bearing capacity approach, using traditional geotechnical principles and (b) CPT-correlated approach, which is an empirical based method. For sandy conditions, the penetration resistance will be influenced by a flow gradient, which influences the effective stresses of the soil. The different calculation methodologies for clay and sand with bearing capacity approach are outlined in Andersen & Jostad (1999), Andersen et al. (2008), Houlsby & Byrne (2004a) and Houlsby & Byrne (2004b), while the CPT-based method is presented in DNVGL (2017b). The methods also outline how to estimate the reverse end bearing resistance

to prevent soil plug failure. The CPT-method does not account for any flow gradient of sandy conditions, which normally gives an over-estimation of the penetration resistance.

The structural aspects of the installation also need to be evaluated, where skirt buckling may be critical. The buckling resistance is highly dependent of the soil support from the surrounding soil, which may be considered by performing non-linear collapse analysis, where the soil is modelled as non-linear soil springs or as a soil volume.

Levelling

In case of 4-can foundations, the foundation structure can be installed within installation tilt tolerances by performing levelling operations during the installation. The levelling operations shall be performed by applying suction pressure, or alternatively over-pressure in side-by-side piles. The concept of levelling is shown in Figure 6. The levelling operations should be well planned, and account for the following design aspects:

- The increased levelling resistance with penetration depths.
- The reaction forces imposed in the structural frame and joints due to levelling resistance.
- Buckling resistance of the individual foundations due to the combined load actions from the suction pressure and the passive earth pressure mobilized to rotate the foundation in the soil.
- Soil plug failure, which shall resist the additional suction pressure due to the levelling resistance.
- Frame deflections, which may be of relevance for function of foundation and module.

A calculation method for how to assess the levelling resistance and to define the allowable tilt correction vs depth is given in *Bjerre and Sørle, (2019)*.

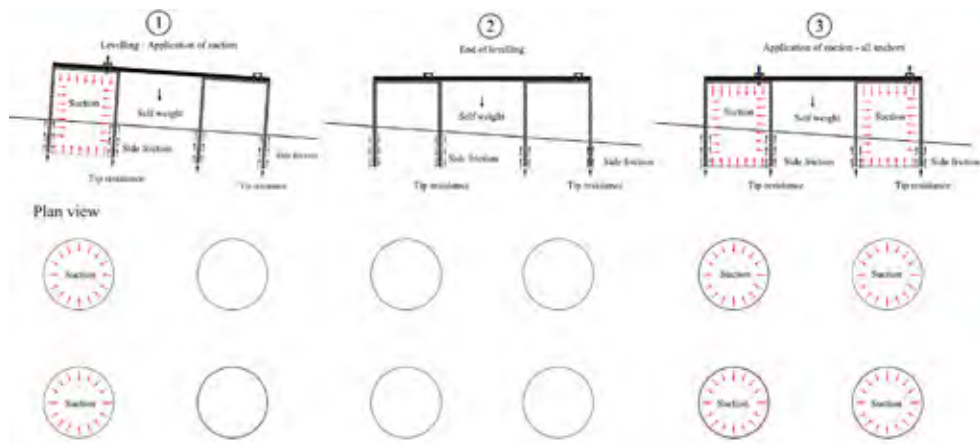


Figure 6 – Concept of levelling (Bjerre & Sørle, 2019)

For the mud-mat concept and the single suction pile concept, no active levelling operations can be executed during the installation. A passive levelling system may therefore be required, where the elevation of support pads can be adjusted.

PREDICTED VS MEASURED INSTALLATION RESISTANCE

The predicted and the measured installation resistance from a recent Baker Hughes project is presented in the following. The project was located at water depths between 1300 – 1700 m. The foundation structures presented herein were 4-can foundations, with skirt length of about 10 m. The soil conditions consisted of slightly over-consolidated clay, with unit weight of $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$, plasticity index of $I_p = 50 \%$, and best estimate undrained shear strength of $s_{uDSS}/p_0' = 0.60$ at shallow depths and $s_{uDSS}/p_0' = 0.35$ at deeper elevations. The soil sensitivity was around $S_t = 4$. The design was based on generic low and high estimate profiles of shear strength, covering the relevant structure locations presented in the following. Figure 7 presented the site specific tests for one of the structure locations. The best estimate correlation factor of $N_{kt} = 14$ was obtained, with s_{uDSS} used as the reference for the undrained shear strength.

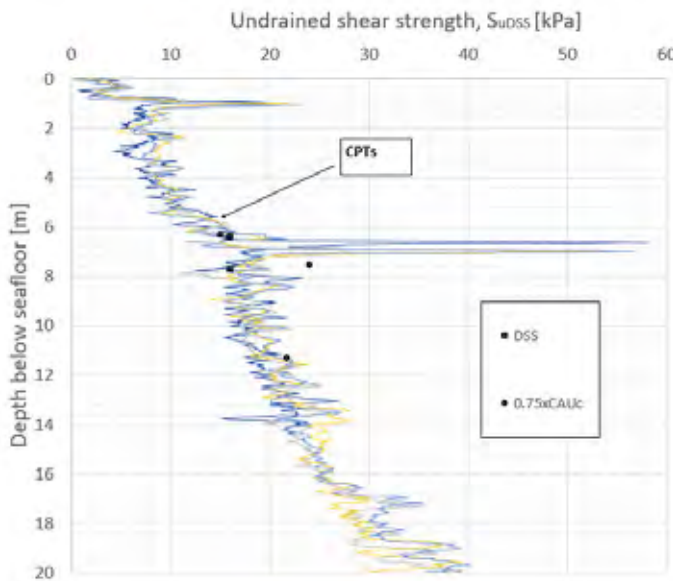


Figure 7 – Soil tests for one of the structure locations

The seabed landing condition was not critical for any of the installations. A lowering speed of around 1 m/min was used as basis for the installations, and the heave compensation system of the vessel eliminated the heave motions efficiently. From visual checks, the erosion around the skirts were negligible.

Figure 8 shows the range of predicted penetration resistance and measured penetration resistance from the five 4-can foundations. The penetration resistances are shown in terms of applied suction pressure. It is seen that all foundations were installed within the expected range.

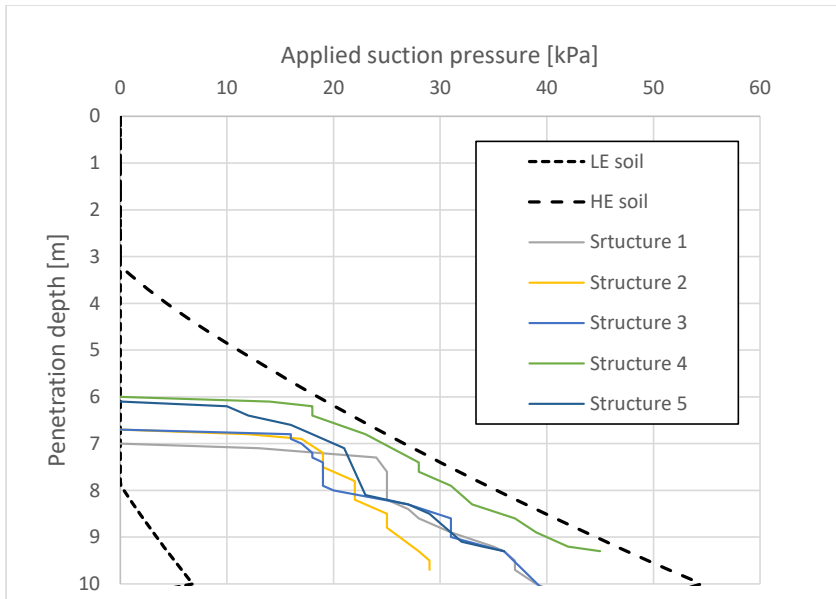


Figure 8 – Predicted vs estimated penetration resistance, given in terms of applied suction

The penetration resistances were different during the self-weight penetration phase and during the suction operated penetration phase. Self-weight penetration is similar to a best estimate penetration resistance, while penetration resistance from suction operated phase was close to the high-estimate envelope. This trend with a different penetration resistance for the two phases has also been observed from many previous projects in similar soil conditions, and is considered to be related to following factors:

- The skirt wall friction during the self-weight penetration may be lower than the remoulded shear strength of the soil as a thin water coat may be present at the corroded skirt. The possible thin water coat will dissipate within a short time after completed self-weight penetration.
- Some local erosion around the skirts may give lower soil resistance than the remoulded shear strength during the self-weight penetration stage compared to the suction operated phase.
- Some soil set-up (increase in soil friction with time) will be present due to the time duration between completed self-weight penetration and start of the suction operated penetration phase.
- Rate effects (increase in soil resistance due to rate) may be more apparent at the suction operated phase compared to the self-weight penetration phase, as there are no rate effects when the suction pile stops to penetrate.

The resistance during the levelling operations were also monitored. The levelling resistance was obtained using the methodology outlined by *Bjerre & Sørli (2019)*. Figure 9 shows the comparison between the measured and predicted resistances for the different levelling operations. It is seen that the comparison between measured and predicted resistance is in a good agreement.

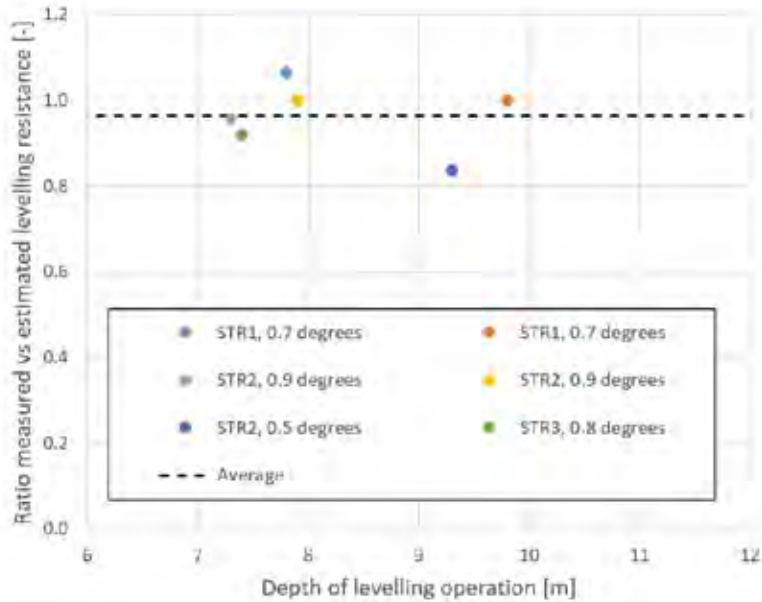


Figure 9 – Comparison measured vs predicted levelling resistance

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors give particular thanks to Baker Hughes for the cooperation and the fruitful discussions within soil-structure interaction related aspects during numerous subsea projects the last decades, in particular related to the project presented in this paper. The authors also wish to acknowledge the financial support to R&D project provided by the Head of Geotechnical Division at Multiconsult, Mr. Odd Arne Fauskerud. The contribution of colleagues through informative discussions is also gratefully acknowledged.

REFERENCES

- Andersen, K., Jostad H.P. & Dyvik, R. (2008); *Penetration Resistance of Offshore Skirted Foundations and Anchors in Dense Sand*, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, page 106-116
- Andersen, K.H & Jostad, H.P (1999); *Foundation Design of Skirted Foundation and Anchors in Clay*, OTC
- API (2011); *“Geotechnical and Foundation Design Considerations”*, API RP 2GEO
- BAKER HUGHES (2019), <https://www.BakerHughes.com/upstream/subsea>, 29.10.2019
- Bjerre, J. & Sørli, E.R.; *“Levelling of skirted subsea structures and suction bucket jackets by application of suction or overpressure in Plaxis3D”*, 27th European Young Geotechnical Conference
- DNVGL (2017a); *“Modelling and analysis of marine operations”*, DNVGL-RP-N103
- DNVGL (2017b); *“Offshore soil mechanics and geotechnical engineering”*, DNVGL-RP-C212)
- Equinor (2019), <https://www.equinor.com/no/how-and-why/impact-assessments/northernlights.html>, 29.10.2019
- Houlsby, G. T. & Byrne, B.W (2004a); *“Design procedures for installation of suction caissons in sand”*, *Geotechnical Engineering* 158, page 135-144
- Houlsby, G. T. & Byrne, B.W (2004b); *“Design procedures for installation of suction caissons on clay and other materials”*, *Geotechnical Engineering* 158, page 75-82
- Randolph, M.F. & Gourvenec, S. (2011); *“Offshore Geotechnical Engineering”*, Spon Press

SKRÅNINGSSTABILITET I STRANDSONEN – VIKTIGHETEN AV SVAKELAG**Near shore slope stability assessment – The importance of weak layers**

Jean-Sebastien L'Heureux og Ragnar Moholdt, Norges Geotekniksk Institutt (NGI)

SUMMARY

Landslides along the shoreline of Norwegian fjords are common and several recent cases have again been linked to human impacts. Detailed morphological observations show that slope failure often initiates underwater by translational movement based in rather thin, soft and sensitive layered clay beds. These layers originate from floods and large landslides that were deposited in the deltaic and marine environments. Back analysis of historical landslides show that the mobilized undrained shear strength leading to failure corresponds to normally consolidated strength values in direct simple shear ($0.20 < c_{u,DSS}/p'_0 < 0.25$). These layers can be mapped using boreholes, CPTU soundings and with geophysical methods. We recommend paying attention to such layers, especially when working in near-shore areas in conjunction to river deltas and river outlets. In stability analysis, such weak clay layers should be modelled in an undrained manner even though they are surrounded by sand and silt.

SAMMENDRAG

Relativt mange skredhendelser har forekommet i strandsonen de siste årene, i all hovedsak pga. menneskelig aktivitet. Mange av skredene ser ut til å opptre langs svake lag i stratigrafien, som samsvarer med tynne, laminerte og bløte leirlag, i ellers silt- og sandholdige, unge avsetninger. Lagene kan stamme fra kvikkleireskred eller større flomhendelser på land som har blitt avsatt i fjordene. Tilbakeregning av historiske skred tilsier at gjennomsnittstyrke i lagene samsvarer med en normalkonsolidert DSS styrke (dvs. $0.20 < c_{u,DSS}/p'_0 < 0.25$). Disse lagene som kan påvises med borer, trykksonderinger eller geofysiske metoder (f.eks. refleksjonsseismikk), finnes vanligvis i tilknytning til deltaer, elvemunninger og mindre flombekker. Det anbefales å være oppmerksom når man prosjekterer fyllinger etc. i strandsonen i slike områder. Marbakken kan ha en helning som ligger nær kritisk skråningsvinkel og selv beskjedne utfyllinger kan medføre store skred. I tilfeller hvor slike leirholdige lag påvises er det anbefalt å utføre udrenert stabilitetsanalyser med normalkonsolidert DSS styrke i leirlagene.

INNLEDNING

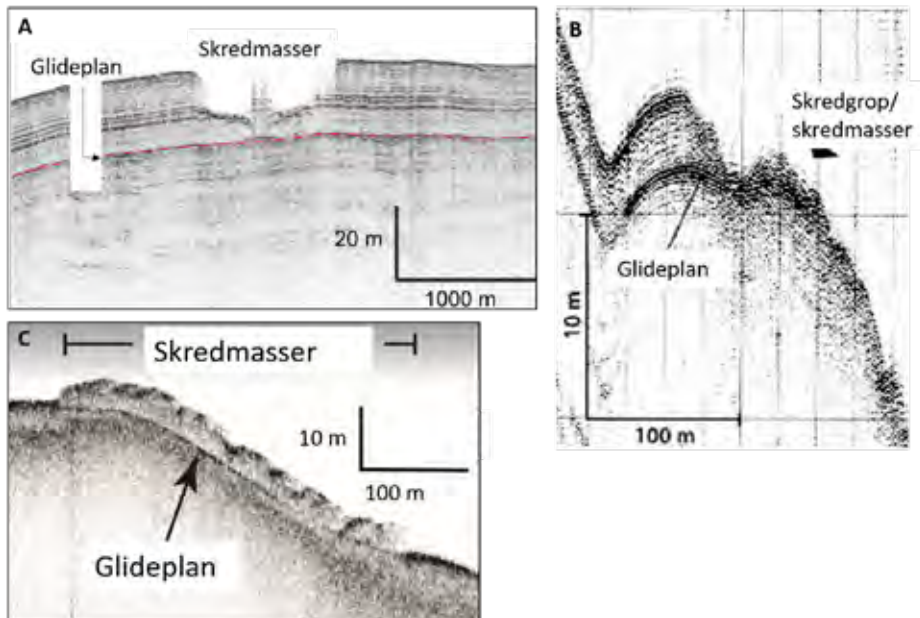
I de senere årene har det vært relativt mange skredhendelser i strandsonen, og i hovedsak er de utløst pga. menneskelig aktivitet. Marbakken består ofte av geologisk sett ferske avsetninger med lav fasthet, og tåler i liten grad tilleggsbelastning fra f.eks. fyllinger, sprengning, peling mm. Oftest vil utbredelsen av skredene stoppe opp slik at det bare er marbakken og deler av et utfyllt område i strandsonen som glir ut. I tilfeller der det er kvikkleire / sprøbruddmaterialer i strandsonen, kan det være fare for at slike skred utvikler seg videre innover på land og forårsaker stor skade (f.eks. skredet i Balsfjord 1988, Finneidfjord 1996, Lyngen i 2010).

Mange av skredene i strandsonen, og ellers ute i sjøen, ser ut til å forekomme langs svake lag i stratigrafien; jfr. [1,2,3]. Men det er ikke alltid klart på om disse svake lagene eksisterte før skredet, eller om de er et resultat av selve bruddmekanismen. Det som er klart, er at bruddflaten oppstår i en dybde hvor det er markert lavere skjærmotstand, eller i en dybde der skjærspenningene blir for store slik at skråningen ikke kan motstå tyngdekraften.

Svake lag ble først ansett som viktig for skred på land så tidlig som i 1943; jfr. [4]. Det har i mange år også blitt ansett som viktig for snøskred; jfr. [5,6,7]. For undersjøiske skred ble dette med svake lag først nevnt i 1971; jfr. [8]. Av natur, kobles svake lag direkte til sedimentasjonsprosesser og oppstår som regel i lagdelte avsetninger. I et marint miljø kan lagene dekke veldig store områder; for eksempel flere 100 km² i Storegga - området [9]. I denne artikkelen vil vi for det meste fokusere på svake lag i marine sedimenter langs norske fjorder.

Mange eksempler av undersjøiske skred og skred i strandsonen viser at bruddflaten og glideplanet følger en spesifikk horisont som kan gjenkjennes fra refleksjonsseismiske data. Denne pleier å være godt synlig og opptre som en kraftig seismisk reflektor (Figur 1). De geologiske og geotekniske egenskapene til svake lag er imidlertid ikke godt forstått hovedsakelig fordi lagene er "ødelagt" i områder der skred har oppstått, og fordi det er vanskelig å identifisere disse lagene før et brudd oppstår.

For å forbedre bransjens forståelsen av svake lag, hvordan de dannes og deres rolle i skredutvikling, vil vi i denne artikkelen koble sedimentologiske og geotekniske konsepter. Denne tilnærmingen vil være sentrert rundt tre hovedpunkter: 1) Definisjon av svake lag, 2) observasjoner av svake lag og 3) anbefalinger vedrørende stabilitetsvurderinger i strandsonen.



Figur 1 Eksempler på refleksjonseismiske data for skred kartlagt utenfor A) Vesterålen [10], B) Finneidfjord [11,12] og C) Orkdalsfjorden [13].

DEFINISJON AV SVAKE LAG

En skråning vil kunne betraktes som stabil dersom den ikke glir ut. Graden av sikkerhet mot brudd beskrives av størrelsen på beregnet partialfaktor γ_M :

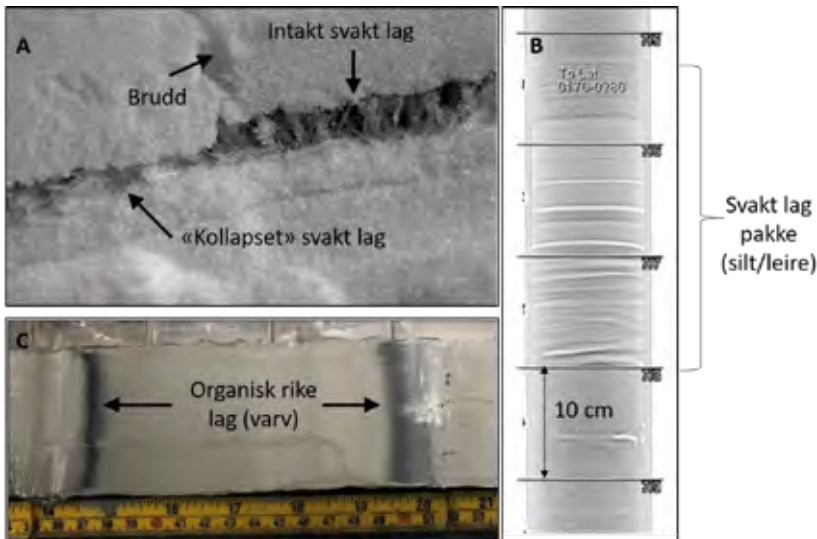
$$\gamma_M = \frac{\tau_k}{\tau_e} \quad (1)$$

hvor τ_k er den karakteristiske skjærfastheten i jord og τ_e er den gjennomsnittlige skjærspenningen som kreves for å opprettholde likevekten langs skjærflaten. Forenklet vil dette kunne betraktes som forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter. Det vil si at når skjærspenningene som oppstår i jorden pga. ytre påkjenninger er større enn skjærfastheten (motholdet) i laget, vil skråningen gå til brudd ($\gamma_M < 1$). Skråningen er stabil når $\gamma_M > 1$, og er i labil (ustabil) likevekt når $\gamma_M = 1$. Endringer i likevektssituasjonen kan komme fra enten styrketap i sedimentet eller fra en økning av ytre krefter. Komponentene som fører til dannelse av et svakt lag inngår i det vel kjente Mohr-Coulomb bruddkriteriet:

$$\tau_k = c' + (\sigma - u)\tan\phi' \quad (2)$$

hvor c' er kohesjon (kPa), σ er totalspenning (kPa), u er poretrykket (kPa) og ϕ' er friksjonsvinkel til materialet. Fra likning (2) ser man at dannelsen av et svakt lag forutsetter endring av enten kohesjonen, total spenningen, poretrykket, friksjonsvinkelen, eller en kombinasjon av flere av disse.

Et svakt lag kan være veldig tynt, det kan bestå av ett enkelt lag eller en lagpakke av flere tynne lag (se Figur 2). Kvalstad mfl [9] har vist at svake lagpakker også kan være flere ti-talls meter tykke i Storegga området. Ved numerisk modellering ble det vist at materialer med sprøbruddegenskaper kan utvikle progressivt brudd over store flater.



Figur 2 Tynne svake lag i a) snø, b) fjordavsetning og c) marine avsetninger. Det svake snølaget er ca. 2 cm tykt (etter [7]). I (b) viser røntgen bildet en lagdeling av tynne siltlag (< 1cm) og leire som gikk til brudd under 1996 skredet i Finneidfjord (etter [14]). De mørke og organisk rike lagene i (C) er fra kvikkleireavsetningen på Tiller/Flotten, jfr [15]. Disse viser betydelig lavere skjærmotstand enn det omkringliggende materialet.

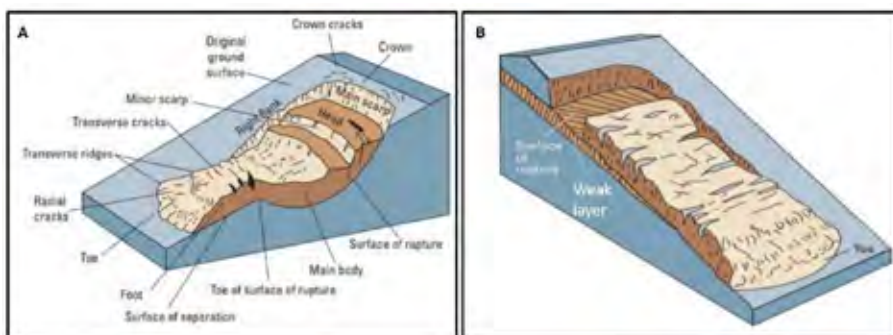
Tatt i betrakning det store mangfoldet av opprinnelses- og dannelsesmåter, ble det av Locat mfl [16] foreslått følgende definisjon av svake lag: "Et lag (eller lagpakke) bestående av sedimenter eller bergarter som har markert lavere styrke enn tilstøtende materialer og som potensielt kan utvikle seg til en bruddflate. Et slikt lag eller pakke kan følge stratigrafiske horisonter, men dette er ikke et krav.

SVAKE LAG LANGS NORSKE FJORDER

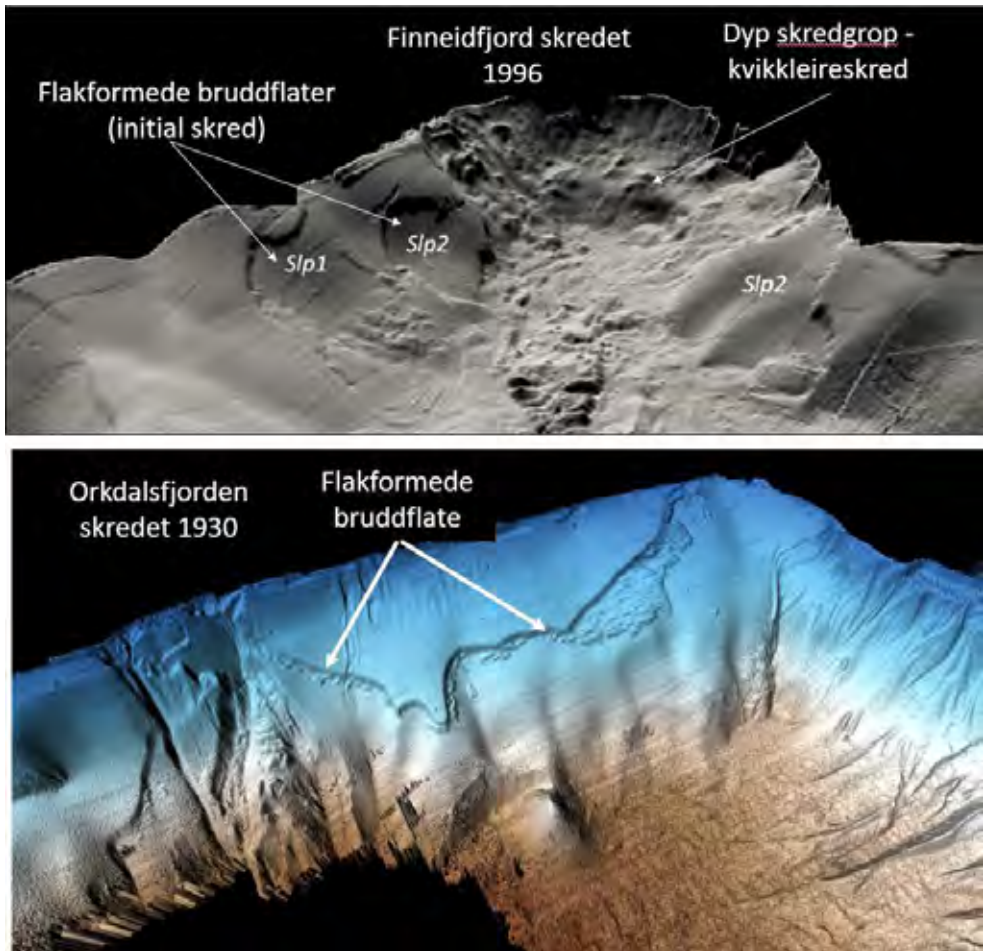
Identifisering av svake lag er ofte basert på en geomorfologisk tolkning av skredgropen og fra tolkning av tidligere skredhendelser snarere enn ved direkte prøvetakingsmetoder. Skred langs norske fjorder har ofte en distinkt skredmorfologi [17]. Leiravsetningene langs fjordene er sjelden homogene og skråningsbevegelser vil ofte følge spesifikke lag i stratigrafien. Dette resulterer i flaskred (translasjonsskred), som er den vanligste skredtypen i strandsonen. Skredgropen er som regel plan, parallell til den intakte sjøbunnstopografien, og omringet av skredkanter på ofte mindre enn 5 m, men noen ganger høyere enn 10 m (Figur 3). I tilfeller hvor en sedimentpakke er for det meste homogen, vil bruddmekanismen danne en syrkulær forsenkning eller en typisk rotasjonskred; jfr Figur 3.

Figur 4 viser to eksempler av flaskred i strandsonen ut fra 3D skyggerelieff. Øverst på Figur 4 ser man det som tolkes å være initialskredet fra 1996 i Finneidfjord. Skredgropen er plan (helling på ca. 12-14°), parallell til den intakte sjøbunnstopografien, og omringet av en skredkant som er ca. 3 m høy. Skredet i Finneidfjord viser at dersom det er kvikkleire til stede så kan et slikt initial skred forplante seg inn på land med ødeleggende virkning (se den dype skredgropen i Figur 4). Nederst på Figur 4 ser man skredgropen som ligger igjen etter det store 1930-skredet i Orkdalsfjorden; jfr [13].

Studier fra bla. Finneidfjorden, Trondheimsfjorden, Orkdalsfjorden og Verdal havn viser at svake lag langs norske fjorder ofte korrelerer med tynne, laminerte og bløte leirlag, i ellers silt- og sandholdige, unge avsetninger (Figur 5 og Figur 6). Som regel viser disse lagene lavere udrenert skjærstyrke, lavere omrørt skjærstyrke og høyere vanninnhold enn de omkringliggende sedimentene. L'Heureux mfl. [18] har vist at slike lag er avsatt i fjordene som følge av kvikkleireskred på land. Forutsetningene for å finne slike "hendelseslag" er at det har gått forhistoriske kvikkleireskred i kildeområdet (Figur 7). Tykkelsen til "hendelseslagene" påvirkes av flere faktorer, som for eksempel, i) volum av kvikkleireskred, ii) geometrien / konfigurasjonen av deltaområdet / elveløpet / sjøbunnen, og iii) hvor langt unna utløpet man befinner seg. Prøvetaking og trykksøndering viser at tykkelsen av leirlagene kan varierer fra centimeter til flere meter (se for eksempel Figur 5).



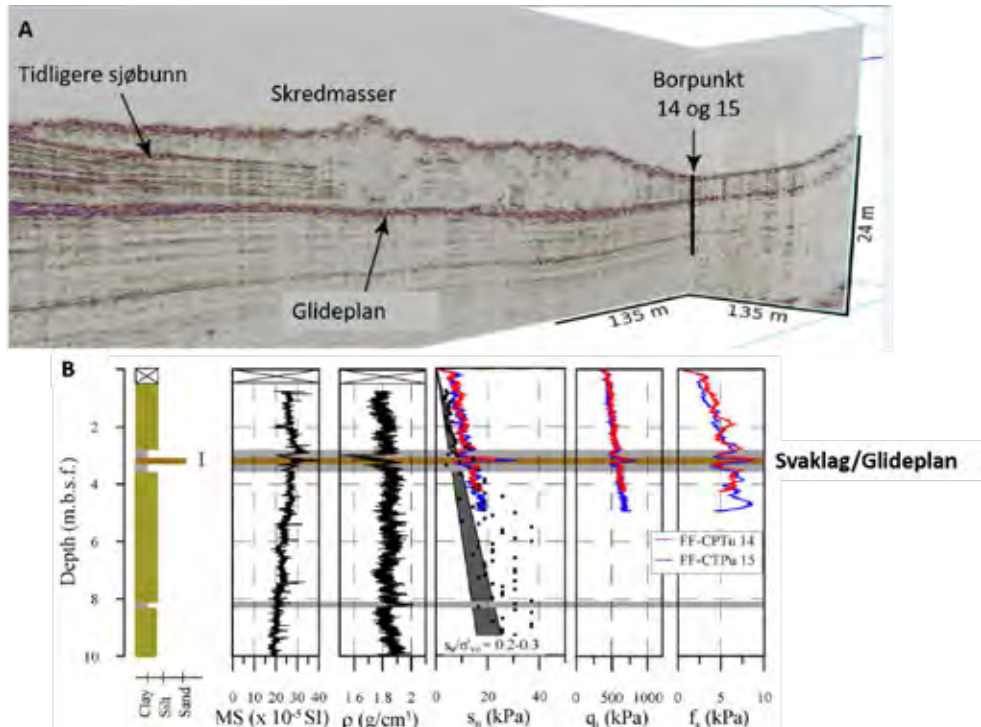
Figur 3. A) Typisk skredmorfologi som viser en skålformet grop som følge av en rotasjonsbevegelse i homogene sedimenter. B) I lagdelte sedimenter vil massene som regel gli ut i en translasjonsbevegelse langs kritisk plan og etterlate flakformede bruddflater (flaskred); etter [19].



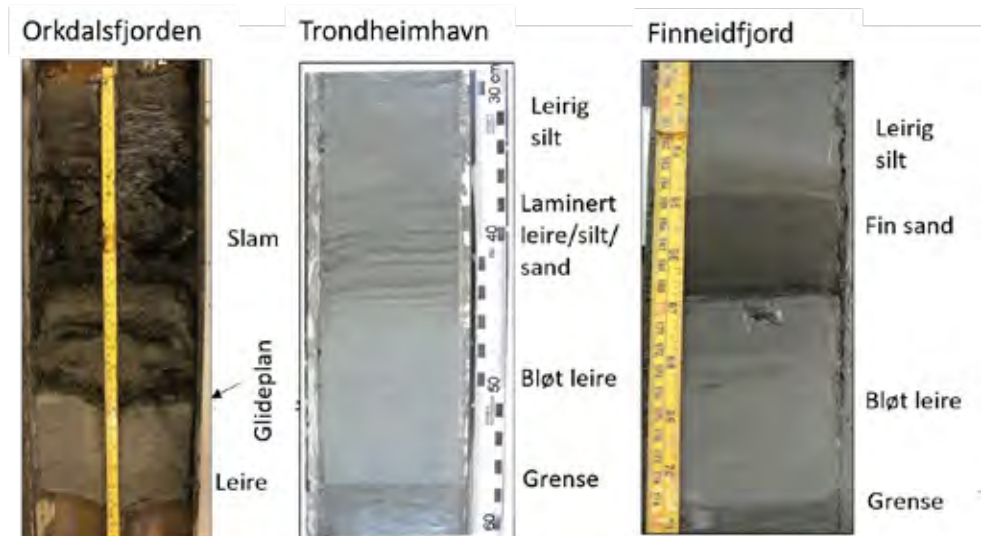
Figur 4. 3D skyggerelieff av sjøbunnen som viser skredmorfologien ved Finneidfjord (Øverst) og i Orkdalsfjorden (Nederst).

Figur 5 viser et eksempel på et "hendelseslag" som fungerte som glideplan for 1996-skredet i Finneidfjord. På denne figuren ligger glideplanet i ca. 3 meters dyp. Den relativ store kontrasten i geotekniske egenskaper gjør det mulig å kartlegge glideplanet / "hendelseslaget" med geofysiske metoder (f. eks. refleksjonsseismikk). Det er også mulig å identifisere hendelseslaget gjennom prøvetaking og trykksondering (CPTU-data). CPTU-klassifiseringskart (eller *Soil Behavioural Type*; *SBT*) kan også brukes for å identifisere disse lagene, jfr. [20].

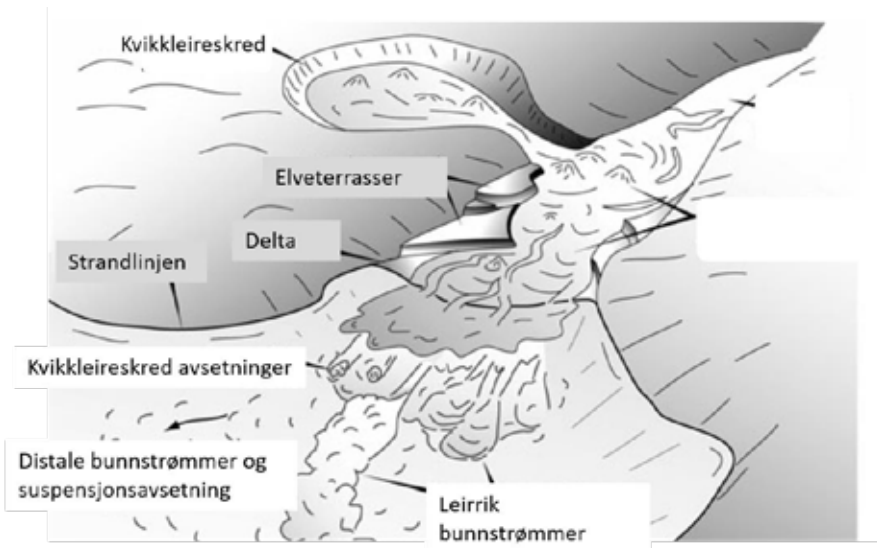
Det er imidlertid viktig å poengtere at "hendelseslaget" og glideplanet for 1996-skredet i Finneidfjord kun er 30-40 cm tykt. Dermed kan det i praksis være vanskelig å oppdage slike lag, f.eks. hvis man dårlig oppløsning på CPTU-sonden. Det er derfor anbefalt å bruke flere metoder for å kartlegge skredfarlige lag og helst metoder med høy oppløsning.



Figur 5 Eksempel av glideplan identifisert på a) refleksjonsseismiske data og gjennom B) prøvetaking og trykksondering i Finneidfjord; etter [12]. Dette laget opptrer som glideplan for 1996- skredet i Finneidfjord.



Figur 6. Sammenlikning av leirlagene som svarer til glideplanet for skredene i Orkdalsfjorden, Trondheim Havn og Finneidfjord.



Figur 7. Forenklet rekonstruksjon av kvikkleireskred og transport av flytende materialer ut i en fjord, etter [21].

DISKUSJON

For snart 50 år siden publisert NGI direktør Laurits Bjerrum en oppsummering av observasjoner for seks store undersjøiske skred i norske fjorder; jfr. [22]. Fra den tilgjengelige informasjon og fra lignende observasjoner ellers i verden, tolket Bjerrum disse skredene til å være flyteskred som oppstår ved struktorkollaps (liquefaction) i løst lagret, og til dels ensgradert sand og silt. Denne teorien blir dessverre fortsatt brukt som det eneste tenkelige bruddkriteriet i forbindelse med prosjektering i strandsonen og for å forklare nye skred, f.eks. skredet i Trondheim havn i 1990; jfr. [23]. Problemet med forklaringen er at observasjonene rundt disse skredene var mangelfulle, ofte kun basert på noe få prøver på land, mens nyere undersøkelser av de samme skredene viser helt andre forhold ute i sjøen.

Laboratorie- og modellforsøk viser i dag at det er svært usannsynlig at skråninger som inneholder homogen og ensgradert sand med lagringsfasthet så lavt som 20% vil bli utsatt for flyteskred; jfr [24,25]. Slike skråninger kan gjennomgå store setninger på grunn av styrkedegradering, men styrken er vanligvis stor nok til å forhindre flyteskred. Hvis skråningen imidlertid er lagdelt med lag av leire eller silt, kan skråningen være mer utsatt for skred som følge av vibrasjoner. De tynne lagene hindrer drenasje av poreovertrykk og kan medføre stort styrketap i materialet og eventuelt flyteskred.

Hendelseslagene representerer som regel flomlag og/eller skredlag fra den gangen deltaene ble dannet. Sammenliknet med de omkringliggende avsetningene, har disse lagene blitt avsatt relativt fort. Konsekvensen for de geotekniske egenskapene er at disse lagene som regel har en mer åpen struktur, høyere vanninnhold, lavere udrenert styrke og er mer sensitive enn de omkringliggende sedimentene.

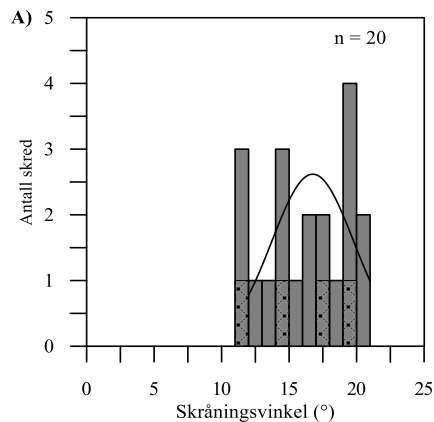
Å hente gode og uforstyrrede prøver fra tynne hendelseslag ute i sjøen er vanskelig og ressurskrevende. Det anbefales å være forsiktig med å bruke vanlige CPTU korrelasjoner for å estimere styrken i disse tynne lag da CPTU-resultatene kan påvirkes av nærliggende lag som har andre egenskaper, samt at korrelasjonene ble ikke utviklet for denne typen avsetninger. For å få et representativt bilde av styrke parametere for disse lagene har vi valgt å

studere og tilbakeregne flere kjente skred som har forekommet i strandsonen. Figur 8 presenterer skråningsvinkelen på sjøbunnen utenfor områder der hvor kjente skredhendelser er blitt registrert i strandsonen. Datainnsamligen viser at skredene oppstår når helningen på sjøbunnen er over 11° , mens mesteparten er blitt utløst ved ca. $16\text{--}17^\circ$.

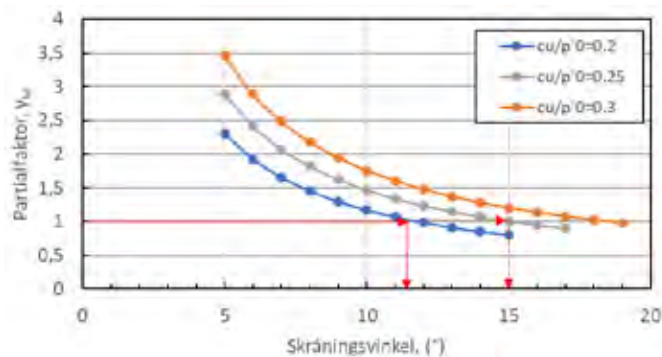
De aller fleste skredene i Figur 8 er blitt utløst som følge av menneskelig aktivitet i strandsonen (utfylling, sprengning, osv). Ved å anta at skredene oppsto som flaskskred kan man se bort fra ende-effekter og bruke en tilnærming som strengt tatt bare gjelder for uendelig lange skråninger for å tilbakeregne mobilisert udrenert skjærfasthet. Formelen som er benyttet for uendelig skråningsanalyse er som følger:

$$\gamma_M = \frac{c_{u,DSS}}{H \cdot \gamma' \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (3)$$

hvor $c_{u,DSS}$ er den udrenert skjærfasthet i det svake laget, H er dybden til det svake laget, γ' er nedykket romvekt og β er skråningsvinkel. Resultatene presentert i Figur 9 viser at skråningene går til brudd for en normalt konsolidert leire (dvs $0.20 < c_{u,DSS}/p'_0 < 0.25$) når sjøbunnshelning er $11\text{--}15^\circ$ bratt. Størelsesorden for den $c_{u,DSS}/p'_0$ oppnådd i analysen er i tråd med hva som er målt på høykvalitet prøver under DSS testing i laboratorium [26].



Figur 8. Skråningsvinkel på sjøbunnen i områder hvor kjente historiske skred er utløst; jfr [17].



Figur 9. Resultater fra stabilitetsanalyser for en "uendelig" lang sjøbunnsskråning. Resultatene viser at kritisk helning for udrenert brudd i en normalkonsolidert leire ($0.20 < c_{u,DSS}/p'_0 < 0.25$) tilsvarer en sjøbunnshelning på $11\text{--}15^\circ$.

KONKLUSJON OG ANBEFALINGER

Yngre delta og fjord-marine avsetninger er komplekse, og det er svært sjelden man finner homogene avsetninger i tilknytning til slike systemer i strandsonen. Sedimentasjonsprosessene påvirkes i stor grad av dynamikken i elver og deltasystemer (f. eks. flom og skred), smeltevann fra isbreer og så videre. Analyser av historiske skredhendelser i strandsonen viser at initialskredene ofte opptrer langs svake lag i stratigrafien. I mange tilfeller korrelerer disse svake lagene med tynne, laminerte og bløte leirlag, i ellers silt- og sandholdige, unge avsetninger. Disse lagene er avsatt i fjordene bla. som følge av kvikkleireskred på land og større flommer. En forutsetning for å finne slike "hendelseslag" er at det har gått forhistoriske kvikkleireskred i kildeområdet eller store kjente flommer.

På grunn av den raske avsetningsprosessen viser disse "hendelseslagene" en mer åpen struktur, høyere vanninnhold, lavere udrenert styrke og de er mer sensitive enn de omkringliggende sedimentene i deltaområdene og ellers i strandsonen. Tilbakeregning av historiske skred tilsier at gjennomsnittstyrke i slike svake lag samsvarer med en normalkonsolidert DSS styrke (dvs. $0.20 < c_{u,DSS}/p'_0 < 0.25$).

Disse lagene som kan påvises med boringer, trykksonderinger eller geofysiske metoder (f.eks. refleksjonsseismikk), finnes vanligvis i tilknytning til deltaer, elvemunninger og mindre flombekker. Det anbefales å være oppmerksom når man prosjekterer i strandsonen i slike områder. I tilfeller hvor leirholdige "hendelseslag" påvises i en ellers tykk sand/silt- avsetning, er det anbefalt å utføre udrenerte stabilitetsanalyser med normalkonsolidert DSS styrke i leirlagene. Det anbefales å være forsiktig med å bruke vanlige CPTU korrelasjoner for å estimere styrken i disse tynne lag da CPTU-resultatene kan påvirkes av nærliggende lag som har andre egenskaper, samt at korrelasjonene ble ikke utviklet for denne typen avsetninger.

REFERANSER

1. Locat J, Lee HJ (2002) Submarine landslides: advances and challenges. *Canadian Geotechnical Journal* 39: 193-212.
2. Vanneste M, Sultan N, Garziglia S, et al. (2014) Seafloor instabilities and sediment deformation processes: the need for integrated, multi-disciplinary investigations. *Marine Geology* 352: 183-214.
3. Locat J, Lee H (2009) Submarine mass movements and their consequences: an overview. *Landslides—Disaster Risk Reduction*: Springer. pp. 115-142.
4. Kardos L, Vlasoff P, Twiss S (1944) Factors Contributing to Landslides in the Palouse Region 1. *Soil Science Society of America Journal* 8: 437-440.
5. Schweizer J (1999) Review of dry snow slab avalanche release. *Cold Regions Science and Technology* 30: 43-57.
6. Schweizer J, Bruce Jamieson J, Schneebeli M (2003) Snow avalanche formation. *Reviews of Geophysics* 41.
7. Heierli J, Gumbach P, Zaiser M (2008) Anticrack nucleation as triggering mechanism for snow slab avalanches. *Science* 321: 240-243.
8. Lewis K (1971) Slumping on a continental slope inclined at 1–4. *Sedimentology* 16: 97-110.
9. Kvalstad TJ, Andresen L, Forsberg CF, et al. (2005) The Storegga slide: evaluation of triggering sources and slide mechanics. *Ormen Lange—an Integrated Study for Safe Field Development in the Storegga Submarine Area*: Elsevier. pp. 245-256.
10. L'Heureux J, Vanneste M, Rise L, et al. (2013) Stability, mobility and failure

- mechanism for landslides at the upper continental slope off Vesterålen, Norway. *Marine Geology* 346: 192-207.
11. Longva O, Janbu N, Blikra L, et al. (2003) The 1996 Finneidfjord slide; seafloor failure and slide dynamics. *Submarine mass movements and their consequences*: Springer. pp. 531-538.
 12. L'Heureux J-S, Longva O, Steiner A, et al. (2012) Identification of weak layers and their role for the stability of slopes at Finneidfjord, northern Norway. *Submarine mass movements and their consequences*: Springer. pp. 321-330.
 13. L'Heureux J-S, Longva O, Hansen L, et al. (2014) The 1930 landslide in Orkdalsfjorden: morphology and failure mechanism. *Submarine Mass Movements and Their Consequences*: Springer. pp. 239-247.
 14. Vanneste M, Longva O, L'heureux J-S, et al. Finneidfjord: A field laboratory for integrated submarine slope stability assessments and characterization of landslide-prone sediments: A Review; 2013. Offshore Technology Conference.
 15. L'Heureux J, Lindgård A, Emdal A (2019) The Tiller-Flotten research site: Geotechnical characterization of a sensitive clay deposit. *AIMS Geosciences* 5: 831-867
 16. Locat J, Leroueil S, Locat A, et al. (2014) Weak layers: their definition and classification from a geotechnical perspective. *Submarine mass movements and their consequences*: Springer. pp. 3-12.
 17. L'Heureux J-S, Hansen L, Longva O, et al. (2013) Landslides along Norwegian fjords: causes and hazard assessment. *Landslide Science and Practice*: Springer. pp. 81-87.
 18. L'Heureux J-S, Hansen L, Longva O, et al. (2010) A multidisciplinary study of submarine landslides at the Nidelva fjord delta, Central Norway—implications for geohazards assessments. *Norwegian Journal of Geology* 90: 1-20.
 19. Highland L, Bobrowsky PT (2008) The landslide handbook: a guide to understanding landslides: US Geological Survey Reston.
 20. Robertson P (1990) Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal* 27: 151-158.
 21. Hansen L, L'Heureux J-S, Longva O (2011) Turbiditic, clay-rich event beds in fjord-marine deposits caused by landslides in emerging clay deposits—palaeoenvironmental interpretation and role for submarine mass-wasting. *Sedimentology* 58: 890-915.
 22. Bjerrum L (1971) Subaqueous slope failures in Norwegian fjords. *Norwegian Geotechnical Institute Publ.*
 23. Emdal A, Janbu N, Sand K. The shoreline slide at Lade; 1996. pp. 533-538.
 24. Seid-Karbasi M, Byrne PM (2007) Seismic liquefaction, lateral spreading, and flow slides: a numerical investigation into void redistribution. *Canadian Geotechnical Journal* 44: 873-890.
 25. Kulasingam R, Malvick EJ, Boulanger RW, et al. (2004) Strength loss and localization at silt interlayers in slopes of liquefied sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130: 1192-1202.
 26. Karlsrud K, Hernandez-Martinez FG (2013) Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples. *Canadian Geotechnical Journal* 50: 1273-1293.

VA - SLUPPEN – TUNNELERING I KVIKKELIRE MED TRYKKSATT FRONT

VA – Sluppen – Tunnelring in quick clay with pressurized front

Mia Bek, Sivilingeniør og rådgiver, Multiconsult Norge AS

Anteneh Biru Tsegaye, Sivilingeniør og rådgiver (PhD), Multiconsult Norge AS

Håvard Narjord, Sivilingeniør og senior rådgiver, Multiconsult Norge AS

Arnstein Watn, sivilingeniør/forsker, WatnConsult AS/NTNU



Figur 1: Fra venstre: Stian Berre, Multiconsult, Håvard Narjord, Multiconsult, Mia Bek, Multiconsult, Nils Skretteberg, Steg Entreprenør, Roger Trøsviken, Steg Entreprenør, Karl Falch, Vianova, Gaute Øksne, Steg Entreprenør, Eli Holen, Trondheim kommune, Søren Kjær, Østergaard, Martin Vede, Østergaard, Poul Erik Christensen, Østergaard, Jim Valentin, Østergaard, Ellen Margrethe Jahren Randa, Asplan Viak og SSTT og Andreas Ellingsson, Trondheim kommune. Fotograf: Odd Borgstrand

SAMMENDRAG

Denne artikkelen omhandler tunnelering med trykksatt front utført for nytt VA-anlegg ved Sluppen i Trondheim. Multiconsult var engasjert av Steg/Østergaard som rådgivende ingeniør innen geoteknisk prosjektering og for kontroll av utførelse. Steg/Østergaard hadde gitt inn tilbud om tunnelering med trykksatt front som løsning for etablering av nytt overvannsrør Ø2000mm.

Den aktuelle strekningen går i et område med til dels dårlige grunnforhold og omfatter tunnelering av ca. 375 meter langt rør, med dimensjonen Ø2000 mm, tykkelse 250 mm. Rørpressingen ble utført under E6 hvor annen form for stabilisering av massene ikke var mulig og går også ut i en skråning mot Nidelva med anstrengt stabilitet.

Det er etablert en pressgrop, to mottaksgroper, og et utløp mot Nidelva. Gropene er opp mot 10 m dype, og befinner seg i område med sensitive masser. Gropene er støttet opp ved hjelp av innvendig avstivede spuntkasser og grøftekasser/kassetter. Pressgropa skulle i tillegg tåle en maksimum presskraft på 10 000 kN i forbindelse med rørpressingen.

For å unngå at kvikke/sensitive masser blir flytende/omrørt ved rørpressing og skaper problemer på overflaten, er tunneleringen utført med overtrykk i front. Trykket ble satt på/av ca. 3 m fra spunten. Dvs. at boremaskinen kjøres uten overtrykk ut av spuntgropa, gjennom en sone med kalk/ement-stabilisert leire, og inn i kvikkeleirelaget. Når boremaskinen var ca. 3 m inn i traséen, ble overtrykket satt på, for å stabilisere tunnelfronten. Trykket ble igjen slått av ca. 3 m før røret nådde mottaksgropa.

Mot utløpet i vest, ved Nidelva, er pressing/tunnelering av rør avsluttet et stykke i forkant av skråningsutslaget. Dette ble gjort for å hindre stabilitetsproblemer av skråningen. Fronten av røret ble gravd fram manuelt og presset ut ytterligere.

SUMMARY

In this article, we will briefly present a tunneling project for a water and sanitary pipeline, which was recently completed. Multiconsult was responsible for providing guidance and controlling and solving various geotechnical engineering problems related to the project.

The project involved tunneling in area with soft and sensitive clay of a distance of 375 m by a pipe pressing method. The pipe has a diameter of Ø2000 mm and a thickness of 250 mm. During the tunneling, the tunnel front was stabilized using air-controlled pressure. The upper and lower limits of the air pressure required along the stretch are calculated, and the air pressure was kept within the limits during the operation of the tunneling. Starting from an entry pit, the tunneling was carried out towards two exit pits.

Not only is the entry pit in a quick clay zone, but it must also be able to hold stable under maximum load of 10 000 kN from the pipe-pressing rig. It is also located adjacent to a highway. For limiting the deformations at the nearby road during the excavation and the application of the press load, the soil around the pit is treated with lime cement stabilization and the excavation pit is supported by sheet pile walls and inside struts.

To avoid failure of the tunnel front during the front excavation and pressing the pipe, the front was stabilized with air pressure. The pressure at the front was turned off for the first 3 meters from the entry pit and the last 3 meters near to the exit pits. To avoid potential slope instability problems, the tunneling was stopped a small distance from the Nidelva riverbank before it reached the slope surface. The exit at the Nidelva riverbank was then manually excavated.

HISTORIEN BAK FREDLYBEKKEN

Fredlydalen var opprinnelig en ravedal som gikk fra Utleirvegen i øst, gjennom Nidarvoll og Sluppenområdet, og munnet ut i Nidelva. Deler av Fredlydalen, med sidedaler, ble i perioden fra 1952 til 1970 benyttet som kommunal avfallsfylling. Fredlybekken som gikk i dalbunnen ble lagt i rør i samme periode, og fører både overvann og forurenset avløpsvann fra nedslagsfeltet. /1/

Kloakk fra området er ført inn i samme røret slik at både overvann (regn- og smeltevann) og kloakk føres ut av området, i et felles avløpsrør. Vannet føres ned til Fredlybekken pumpestasjon, hvor avløpsvannet blir pumpes over i Høvringen kloakktunnel som igjen fører vannet til Høvringen Renseanlegg. /1/

Når det kommer store mengder regn, har ikke pumpestasjonen ved Nidelva tilstrekkelig med kapasitet til å pumpe alt avløpsvannet over i kloakktunnelen. Dermed slippes deler av avløpsvannet rett i Nidelva og er det største utslippet av kloakk til Nidelva fra kommunens avløpsnett. /1/

For å unngå utslipp av kloakk til Nidelva må avløpsledningene separeres slik at det ikke lenger er en felles ledning med både overvann (regn- og smeltevann fra drenering og taknedløp) og kloakk. Det blir i stedet lagt egen ledning for kloakk som føres til Høvringen renseanlegg og overvannet blir ført i eget rør eller bekk til Nidelva. /1/

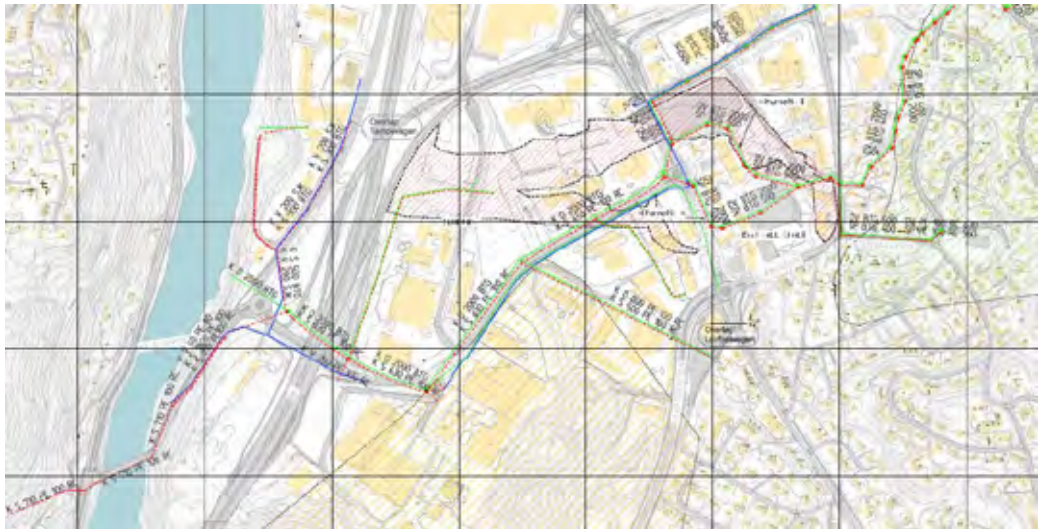
Planlegging av sanering av gammelt ledningsnett i Fredlybekkområdet har pågått over mange år. Et hovedmål for prosjektet er å redusere forurenset utslipp til Nidelva og bedre vannkvaliteten i elva, å forbedre bortledning av regnvann og sikre eiendommer mot oversvømmelser og skadeflommer. Et annet mål er å etablere sammenhengende grønnstruktur og turveger i området i tråd med kommuneplanens arealdel. /2/

Trondheim kommune prioriterer arbeid med åpning av bekker. Det er mange fordeler med åpne overvannsløsninger; vannet blir en ressurs i bymiljøet, økt biologiske mangfold og bedre flomsikkerhet. Om Fredlybekken skal legges i rør eller åpnes, er ikke vedtatt enda. /2/

Overvannet må uansett gå i rør under E6. Spillvannsledning og vannledning skal legges via Sluppenvegen.

Figur 2 og Figur 3 viser forløpet til Fredlybekken, med åpen og lukket løsning. /2/

- Figur 2: Lukket bekk, Fredlybekken føres langs VA-traséen
- Figur 3: Åpen bekk, Fredlybekken føres åpen til VA- traséen på Sluppen

*Figur 2: Lukket løsning /2/**Figur 3: Åpen løsning /2/*

PROSJEKTET VA-SLUPPEN

Prosjektet går ut på å etablere en overvann- og spillvannsledning langs Sluppenvegen. Spillvannsledningen skal ha kapasitet til å frakte overvann fra området og Fredlybekken.

For å unngå utslipp av kloakk til Nidelva ble det besluttet at avløpsledningene skulle separeres slik at det ikke lenger er en felles ledning med både overvann og kloakk. Det blir i stedet lagt egen ledning for kloakk og en egen for overvann/spillvann. /1/

Statens Vegvesen planlegger ny Sluppenbru. Brua som er benevnt Nydalsbrua medfører anleggsarbeid og anleggsveger over planlagt overvannsledning, som kan ta hele Fredlybekken i samme trasé, dvs ned Sluppenvegen. Denne løsningen skal tas i bruk, dersom bekken holdes lukket, se Figur 2. Oppstart og gjennomføring denne VA-strekningen er styrt av at arbeidet måtte ferdigstilles før SVV skal starte med sin entreprise for Nydalsbrua.

Overvannsledning med diameter på opptil 2000 mm ble valgt å utføre med tunnelering/rørpressing. Spillvannsledningen, med diameter opptil 630 mm, ble valgt utført med styrt boring. Ledningstraséen ligger i dybder 7-11 meter under terreng.

I det aktuelle område er det vekslende grunnforhold og lagdeling med større lommer av kvikkleire/sensitive masser. Det er også registrert tidligere rasmasser i det aktuelle området.

Press- og mottaksgropene er støttet opp med avstivet spunt. For å unngå problem med omrøring og potensiell innstrømming av leire i gropene, og for å få tilstrekkelig mothold for tunnelleringen, er massene rundt og i spuntgropene stabilisert med kalk-sement (multicem).

Byggherren, Trondheim kommune har knyttet til seg Vianova Trondheim for utarbeidelse av totalentreprisen i prosjektet. Totalentreprenør Steg Entreprenør AS i samarbeid med danske Østergaard A/S har på sin side knyttet til seg Multiconsult, Asplan Viak, WatnConsult og Niras i sin prosjektering. Prosjektet har en totalramme på ca. 63 millioner kroner, og er en del av et større infrastrukturprosjekt i Trondheim kommune.

Østergaard A/S har tidligere utført rørpressing med trykkluft både på Midgaardsormen, Oslo og Ladebekken, Trondheim i dimensjoner Ø1600-Ø2000-Ø2400 på lengde å 500 meter. Deler av strekningene er utført i horisontal/vertikale kurver.



Figur 4: A) Aktuelt område. Nord oppover. B) Planlagt trasé langs Sluppenvegen. Figuren viser også omtrentlig plassering av aktuelle gropene i knekkpunkter. S15(mottaksgrop), S9 (pressgrop) og S20(mottaksgrop).

GRUNNFORHOLD

Det er utført omfattende grunnundersøkelser i området gjennom flere omganger. Samlet er det utført undersøkelser ca. hver 20. m i traséen.

Løsmasser

Massene i nivå for tunnelering består hovedsakelig av tørrskorpeleire over bløt siltig leire, og det er registrert områder med sensitiv og kvikk leire i traséen. De bløte massene strekker seg ca. ned til kote +11/15 – grop S9/S20. Mektigheten av bløte masser varierer langs strekningen. Under dette nivået er det registrert forekomst av friksjonsmasser, mulig morenemasser. Mot Nidelva er det også registrert et gruslag ved kote +10/+11, som er årsaken til hengende grunnvannstand i området. Leira betegnes som lite plastisk.

Mottaksgrop S20: Planlagt overvannsledning i dette punktet ligger mellom 6 og 10 meters dybde under terreng, og det er påvist forekomst av kvikkleire i denne dybden. Tolket lagdeling er vist i Figur 6.

Pressgrop S9: I henhold til utførte sonderinger antas det kvikkleire/sprøbruddmateriale fra 4 meters dybde. Lagdelingen er vist i Figur 7.

Skråningen mot Nidelva: Grunnundersøkelser som er utført med avstand 5 - 10 m viser at de bløte massene kiler ut ca. 5 – 15 m fra skråningstoppen. Lagdelingen er vist i Figur 8.

Ved mottaksgrop S15 er det ikke registrert bløte leirmasser. Grunnen er antatt å bestå av 1-2m tørrskorpe over siltig leire. Ved 5m dybde (kote + 14) indikerer sonderingen forekomst av friksjonsmasser, muligens morenemasser.

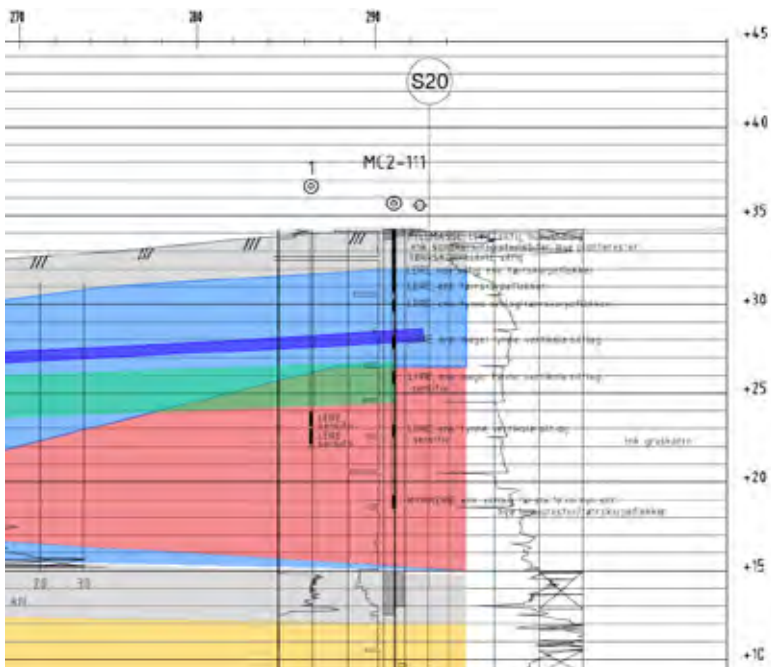
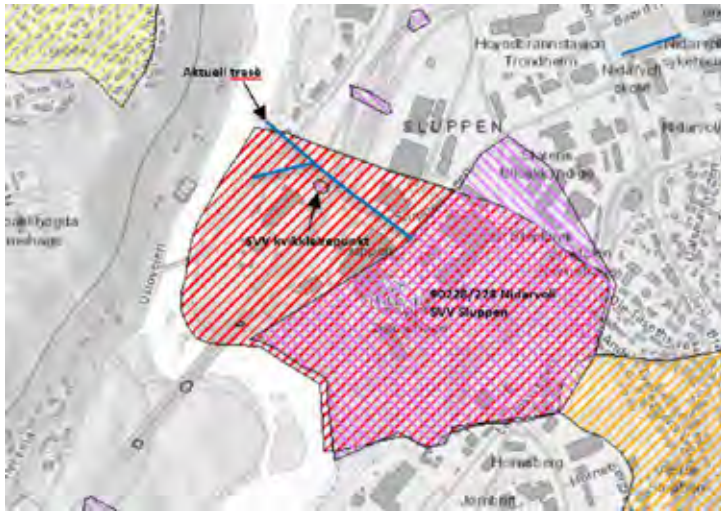
Kvikkleiresoner

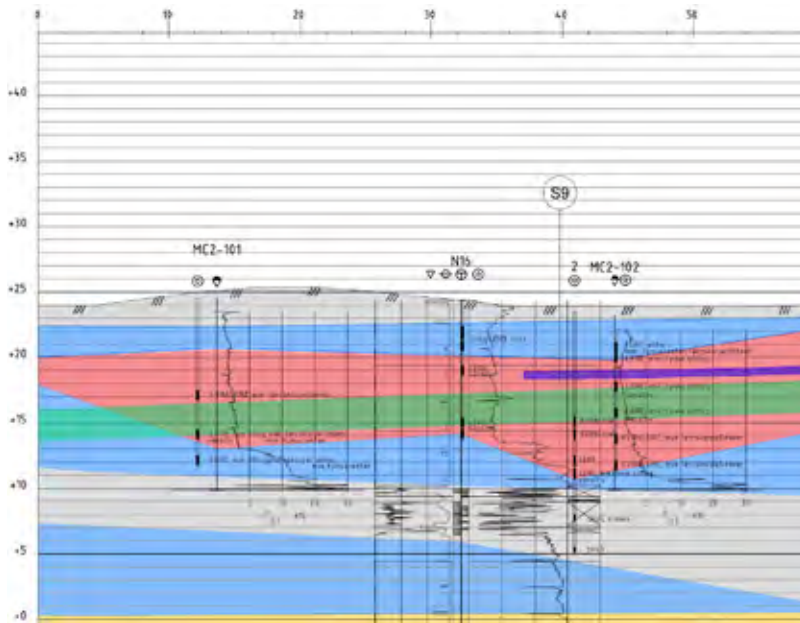
I henhold til NVEs kvikkleirekartlegging går ledningstraséen gjennom en kvikkleiresone, 228/90228 Nidarvoll/SVV Sluppen og SVV kvikkleirepunkt «Sluppen». Se Figur 5. Det er påvist kvikkleire/sprøbruddmateriale i flere borpunkt langs planlagt trasé, og utførte sonderinger indikerer at det også kan være kvikkleire/sprøbruddmateriale i andre borpunkt.

Grunnvann

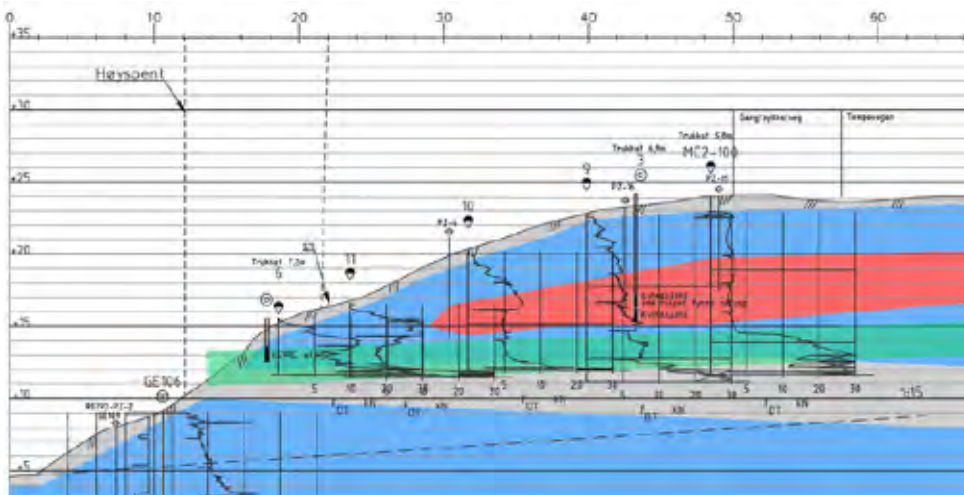
Ved pressgrop S9 er grunnvannet registrert ca. 4 m under terreng, dvs ved ca. kote +20. Ved grop S20 er grunnvannet registrert 4,7m under terreng, ved kote +29,6. Det er antatt hydrostatisk poretrykksfordeling med dybden. Grunnvannstanden nede ved Nidelva er antatt å ligge ca. 1 m under terreng, med hydrostatisk poretrykksfordeling.

Tidligere og supplerende poretrykksmålinger utført ovenfor skrenten mot Nidelva viser et hengende grunnvannsspeil i område ned mot Nidelva, hhv. 4,3 m (+19,7) og 13,3 m (+10,7) under terreng. Ut i fra utførte grunnundersøkelser som er utført i området, er det grunn til å tro at et drenerende gruslag i dybden som er årsaken til dette.





Figur 7: Antatt forløp av bløt leire ved pressegrop S9. Sensitive/kvikke/bløte masser er merket med rødt. Tunneleringstrasé er markert med grønn, styrt boring med blått.



Figur 8: Antatt forløp av bløt leire fra platået ned mot Nidelva. Sensitive/kvikke/bløte masser er merket med rødt. Tunneleringstrasé er markert med grønn.

DESIGN AV PRESS- OG MOTTAKSGROP

Press- og mottaksgrop S9 og S20, er ca 10 m dype og støttet opp med avstivet spunt. For å unngå problemer med omrøring og potensiell innstrømming av leire i gropene, og for å få tilstrekkelig mothold for tunnellingen, er massene rundt og i spuntgropene kalksementstabilisert med multicem. Pressgropa S9 skulle i tillegg dimensjoneres for å tåle en maksimum presskraft mot bakveggen på 10 000 kN i forbindelse med rørpressingen.

Ved mottaksgrop S15 og sørover mot Sluppen bru er det ikke registrert sensitive masser. Mottaksgrop S15 er ca. 6 dyp og er støttet opp ved hjelp av grøftekasser/kassetter.

Spunt

I spuntsjaktene er det planlagt to kummer, en for spillvann (Ø2000 mm) og en for overvann (Ø630 mm). Innvendig dimensjon 7 x 11,2 m for pressgrop og 7 x 9,8 m for mottaksgrop.

Spunten er avstivet i 3 nivåer ved innvendige puter/stiverrammer. Nederste pute/stiver ble fjernet etter at bunnplate var støpt.

Spuntgropene ble prosjektert og dimensjonert ved hjelp av Geosuite Excavation. Ferdigtilstand av pressgropa med en påført presskraft på 10 000kN ble i tillegg kontrollert ved hjelp av Plaxis 2D og 3D. Massene inni spuntgropa og for et gitt område utenfor (offesett på ca. 3 m) er KC-stabiliserte masser i beregningene.

Det er benyttet NGI ADP modell med udrenert C tilstand både, for leire og KC-stabilisert leire. Drenert Mohr-Coulomb modell ble brukt for tørrskorpeleira. I 2D beregningen er det benyttet en aksesymmetrisk modell, se Figur 9.

Plaxis 3D 2017.1 ble brukt for å sjekke effekt av presskrefter på stivere og spunkrefter på jorda utover KC-stabiliserte område. Det er utført en beregning før presskrafta ble påført og en etter. Plaxis 3D beregningen ble gjort for ferdig tilstand og de forskjellige gravefaser var ikke inkludert. Konklusjonen av kontrollen er at ved å påføre presskraft på spunten, går kreftene i pute og stag ned, mens kreftene i selve spunten øker. Dvs. at krefter i stag og pute før krafta påføres er dimensjonerende, mens opptredende moment i spunt etter at krafta påføres er dimensjonerende. Se Figur 9.

Grunnforholdene ved pressgrop S9 og mottaksgrop S20 er vist i Figur 7 og Figur 6. Ramming av spunt ble utført før KC-stabilisering av massene, for å sikre at spunten kom ned til ønsket dybde.

Følgende spuntdimensjoner er benyttet:

- Pressgrop: Min. motstandsmoment $Wx \geq 2\ 600\text{ cm}^3/\text{m}$, stålkalitet S355GP. 15m lang
- Mottaksgrop: Min. motstandsmoment $Wx \geq 1\ 700\text{ cm}^3/\text{m}$, stålkalitet S355GP. 15m lang
- Pute: HEB500, etableres kontinuerlig rundt hele gropa
- Hjørnestivere: HEB300, etableres med avstand på 3 m x 2 m på pressgrop og 2,5 m x 2 m på mottaksgrop, fra innevendig spunthjørne.
- Nederste puta ble fjernet etter at bunnplata var støpt og herdet.

Snitt- og plantegning av spuntgropene er vist i Figur 10 og Figur 11.





Figur 12: Injisering av multicem, visp med Ø800



Figur 13: Pressgrop

Kassetter/grøftkasser

Det ble benyttet kassettsystem for oppstøtting av mottaksgrop S15. «System med hjørnestolpe og enkel skyveskinne», levert av Emunds + Straudinger, ble valgt som egnet løsning for prosjektet mht. rørgjennomføring. Størrelse på mottaksgropa er 5 x 5 x 6m (B x L x D). Prosjekteringen av denne gropa ble utført etter at selve arbeidet/utgravingen ble utført. Prosjekteringen ble mer som en kontroll på at utført arbeid var tilfredsstillende.

Det viste seg nødvendig med forsterkning/sikring i bunngrop med H-profiler, da plate mot rør traséen ikke går helt ned til bunn utgraving.



Figur 14: Etablerte kassetter

TUNNELERING/RØRPRESSING MED TRYKKSATT FRONT

Rørpressingen med mulighet for å sette på lufttrykk i front, er en metode som er godt utprøvd både i Norge, Danmark og Tyskland. Trykksatt front benyttes til stabilisering av grunnvann og massene omkring. For dette prosjektet er ikke stabilisering av vanntrykk aktuelt, da massene stort sett består av leire med lav permeabilitet. Målsettingen med bruk av overtrykk er derfor å stabiliserende sensitive leirmasser i front av borehode for å unngå ukontrollert innstrømming under pressingen.

Metoden har mulighet å justere lufttrykket i front på delstrekninger, etter behov. Dimensjoneringen av lufttrykket må være høyt nok til å unngå kollaps av massene og lavt nok til å unngå fare for "blow-out" av massene over rørfrenten. Det betyr at tunneleringen/rørpressingen og dermed kostnadene kan optimaliseres i forhold til aktuelle grunnforhold. Framdriften er raskere uten trykksatt front, da massetransporten blir raskere og bemanningen under utførelse og i stillestående perioder kan reduseres.

Pressmaskinen

Utstyret består av en borehode med et bevegelig frontskjold, som muliggjør en presis retningsstyring (Toleranse, vertikalt og horisontalt 20-30 mm). Til sikring av jordfronten er det montert en vannrett hylle i det bevegelige frontskjoldet. Fronten kan styres med støtteklaffer, som vist i Figur 15. /3/.

I rørpressingmaskinen er det plassert en manuelt betjent graver, i form av en hydraulisk drevet teleskopgravearm, se Figur 15. Gravearmen betjenes av en trykkmaskinoperatør.. I takt med at røret presses framover, graves det ut masser fra fronten ved hjelp av graveutstyret. Ved hjelp av et transportbånd, transporteres massene inn i en vogn bakerst i borehodet. Vognen trekkes ut i pressegrope med et wiretrekk. I pressegrope heises vogna ut ved hjelp av en wirekran/gravemaskin og tømmes i depot på stedet. Ved bløte masser, blandes massene først med kalk for å stabilisere massene, før de tømmes ned i depoet, se Figur 17. /3/

Pressing av betongrørene skjer ved hjelp av teleskophydraulikksylindre plassert i pressegropen. Ved røret er hydraulikksylindrene montert på en kraftig stålramme, som sikrer en jevn trykkpåvirkning av rørtverrsnittet. Ved bakveggen er hydraulikksylindrene montert på en kraftig stålplate. Mellom stålplaten og spunten er det støpt ut med betong, for å sikre en optimal kraftoverføring. I bunnen av grope er det plassert 2 ledeskiner som styrer betongrøret inn i gropen, se Figur 18. /3/

Det injiseres bentonitt omkring røret. Dersom det registreres en uvanlig høyt forbruk, avbrytes injiseringen inntil årsaken er klarlagt. Høyt forbruk kan evt. skyldes «blow-out» eller at bentonitten på annet vis finner vei til hulrom utover hulrommet omkring røret. /3/

Det kan opprettholdes et bentonittovertrykk langs hele røret, som vil sikre at friksjonen langs rørsiden minimeres i hele lengden, og at overcut-spalten langs rørsiden er stadig fylt med bentonitt. Dette bidrar til at friksjonen mellom jorden og yterside av røret minskes, derav også presskraften, og setninger på overliggende terreng minimeres. /3/

Etter endt rørpressing etterinjiseres det med cementbaseret materiale. Etterinjiseringen utfyller evt. hulrom og sikrer en fast forbindelse med røret og massene. Dette vil hindre at det utvikler seg setninger av terrenget over røret.

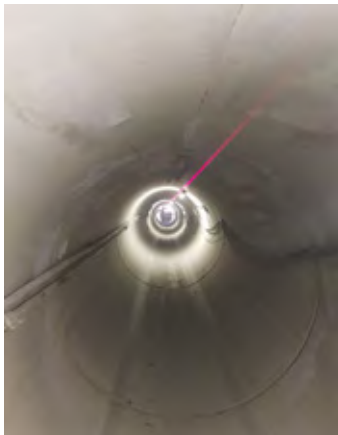
For strekninger som utføres med kurve, som i dette prosjektet, skjer retningsstyringen ved hjelp av et avansert computerbasert system. Systemet består av et elektronisk gyrokompass, som sammen med et elektronisk løpehjul registrerer rørets fremdrift og bestemmer borehodets posisjon i vannrett plan. Måledata omsettes av en computer til grafikk på en monitor, hvor

rørtrykkemaskinoperatøren hele tiden kan følge med på den aktuelle posisjon sammenlignet med den planlagte posisjonen. Samtidig registrerer systemet en lang rekke data, herunder pressetrykk, trykk og bevegelse av mellomstasjoner samt bentonittmengde. /3/

For å eliminere opphopede toleranser foretas kontrollmåling av borhodets posisjon jevnlig. Se Figur 16.



Figur 15: Borehode, åpen front med hydrauliske støtteklaffer– set forfra. /3/



Figur 16: Innsiden av røret med laserstråle



Figur 17: Vogn med utgravde masser, fra utsiden og fra slusekammer på innsiden

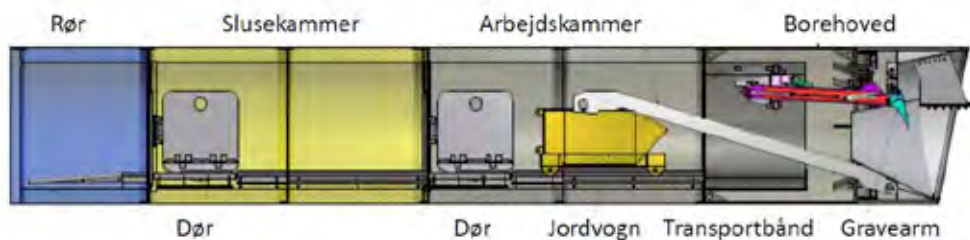


Figur 18: Stålplate, støpt inn i spuntveggen og teleskopsylindere mot rørtverrsnittet

Lufttrykkutstyret

Trykkluftmetoden skiller seg ut ved at det er etablert en trykksluse bakerst i trykkemaskinen hvor et overtrykk etableres ved fronten. Overtrykket har til formål å danne mottrykk slik at grunnvann eller bløte masser hindres i å komme inn i borehode. Trykkluften produseres ved hjelp av en kompressor som er plassert i en lyddempet container ved pressegrøpa. /3/

Anlegget inkluderer også et nødkompressoranlegg, som har til formål å sikre forsyningen av trykkluft. Det er 2 separate lufttrykkør som går til rørpressemaskinen. I dette område befinner det seg trykkmålere som registrer pågående lufttrykk. Trykket overvåkes og reguleres fortløpende for å unngå «blow-out» i terrenget og plutselig trykkfall. Lufttrykkmetoden forutsetter at det til stadighet er trykk på systemet for å opprettholde et balansert trykk ved fronten. /3/



Figur 19: Tunnelering med åpen front – Trykkluft /3/



Figur 20: Trykksluse med vogn /3/



Figur 21: Graving i front



Figur 22: a) Stedlige masser fra område med pilotboring, b) Fra bløt, til lagdelte og harde masser under tunnelering

Tunnelfront stabilitet

Hovedutfordringen for denne type tunnelering er å holde en stabil tunnelfront under rørpressing, utgraving og under stillestående perioder. Hulrommet ved tunnelfronten kan kollapse eller blåses ut, dersom opptredende lufttrykk ikke holdes stabilt og under kontroll. Det er derfor viktig å angi riktige verdier for maksimum og minimum tillatt lufttrykk i fronten.

Stabiliserende trykk som skal anvendes på tunnelfronten er begrenset av massene over. Lufttrykket må reguleres på en slik måte, at det ikke oppstår brudd i massene som befinner seg i tunnelfronten. Grenseverdiene kan beregnes ved enkle empiriske metoder, men også med mer avanserte FEM-programmer.

Niras har utført beregninger for tunnelfrontstabilitet for Østergaard. Det er utført beregninger av maksimalt tilattrykk, minimalt tillatt trykk og minimum stabiliserende trykk i forbindelse med tunnelboringen. Grunnlag for beregningene er løsmasseprofiler utarbeidet av Multiconsult langs hele traséene, se for øvrig kapittel om grunnforhold.

Niras har utført beregningene ved bruk av en Silometode etter Anagostou og Kovari (1996). Multiconsult utførte utvidet kontroll av beregninger for tunnelfrontstabiliteten ved bruk av avansert element metode Plaxis 2D.

Multiconsults vurderinger og beregninger er oppsummert i dette kapitlet.

Definisjoner

- *Chainage*: -Avstand målt langs tunnelsenter, fra et valgt punkt.
- *Frontrykk/ trykk på tunnelfront*: - nødvendige trykk som skal anvendes på tunnelfronten. I dette tilfelle skal lufttrykk benyttes for å få stabil tunnelfront i løpet av styringen av tunnelboremaskinen.
- *Passivbrudd*: -Brudd i fronten, pasivmekanisme utvikles når lufttrykket i tunnelfronten er større enn pasivmotstanden og fører til kollaps av massene. I beregningen er det antatt lufttrykk anvendes horisontalt på tunnelfronten.
- *Aktivbrudd*: -Brudd i fronten, aktivmekanisme utvikles når lufttrykket i tunnelfronten er mindre enn nødvendig og fører til kollaps av massene innover. I beregningene er det antatt at lufttrykket anvendes horisontalt på tunnelfronten.
- *Blow-out/break up*: -Brudd i front pga høy vertikallufttrykk. Den skjer når lufttrykket er høyere enn motstanden i massene, fører en «blow-out» brudd. Situasjonen er mellom passivt og aktivt tilfelle og antatt å oppstå pga kombinert vertikallufttrykk og horisontallufttrykk på tunnelfronten.
- *Tunnelfront stabilitet*: -Stabilitet av tunnelfront mot aktivt/passivt/ «blow-out» brudd under drenert og underernært tilfelle, i løpet av rørpressingen.
- *Maksimum tillatt overtrykk* er begrenset slik at lufttrykket ikke overstiger motstanden mot «blow-out» / utblåsning.
- *Minimum tillatt trykk* er nødvendig trykk for å unngå et aktivt brudd i tunnelfronten, dvs at massene i tunnelfronten/hulrommet ikke kolliderer innover.

Prinsipper

- Minimum trykk for å unngå aktivtbrudd er beregnet der det er mest overlaging av masser, og skal være mindre enn maksimum tillatt trykk. For denne beregningen er det benyttet høyt estimat tyngdetetthet.. Det er også benyttet en terrenglast på 15 kPa.
- Maksimum trykk for å unngå «blow-out» er beregnet der det er minst overlaging av masser. For denne beregningen er det benyttet lavt estimat tyngdetetthet.
- Høy grunnvannstand benyttes når motstand mot «blow-out» beregnes (i dette tilfelle er grunnvannet antatt å ligge rett under tørrskorpelaget) og lav grunnvannstand benyttes for beregning av nødvendig minimumstrykk for å unngå aktivtbrudd.
- Udrenert tilstand er ansett som mest realistisk situasjon for leirelagene under rørpresingen, mens sand/tørrskorpeleire/morene er antatt å være drenert.
- Drenert tilstand for leire anses som mest relevant tilfelle når boremaskina står i ro over tid.

Sikkerhetskrav

- Beregningene ble kjørt for å begrense trykket i front, og for å oppnå en sikkerhetsfaktor $> 1,5$ som er satt som krav for begge bruddmekanismene, både for udrenerte og drenerte forhold.

Beregninger

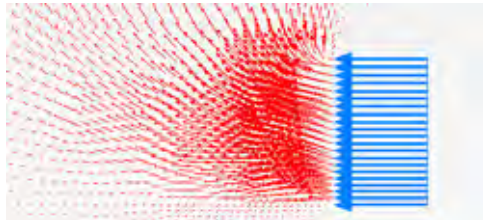
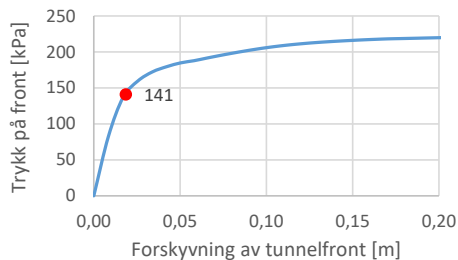
- Det er utført beregninger for ren horisontaltrykk som resultater i passivt brudd og for en kombinasjon av horisontal og vertikalltrykk på fronten som resultater i «blow-out». Siden tunnelfronten er skrå, dvs har et «tak» over det hulrommet som graves ut, vil vertikalltrykk kun være aktuelt der det graves utover dette «taket», dvs der det ikke er overdekning av rør.
- Aktivmotstand beregnes ut ifra en bestemt materialfaktor, dvs ved en gitt materialfaktor regnes det ut minimum tillatt trykk. Aktivmotstand er beregnet for drenert og udrenert tilfelle.
- Effekt av en mulig omrørt sone i sensitive masser i tunnelfronten som kan oppstå dersom det benyttes graver med «tenner» eller ved uforsiktig graving. Denne sonen er antatt å strekke seg ca. 2 m fra tunnelfronten og antatt å ha en konstant udrenert skjærfasthet på 10 kPa.

Resultater

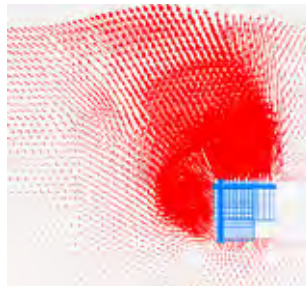
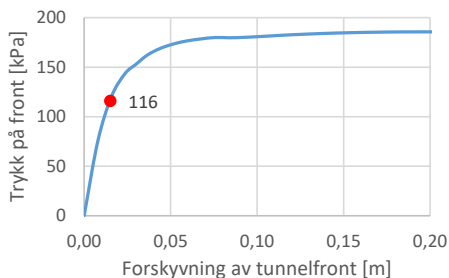
Beregningsresultater er oppsummert i form av passivt motstand, motstand mot «blow-out», og motstand mot aktivt brudd for en gitt sikkerhetsfaktor.

- Beregninger som inkluderer vertikalltrykk viser lavere kapasitet mot brudd enn beregninger uten vertikalltrykk. Vær oppmerksom at brudd med bare horisontal fronttrykk er et passivtbrudd og at passivmotstanden kan ligge høyere enn «blow-out» kapasiteten, som kommer pga kombinert vertikal og horisontaltrykk på tunnelfronten.
- Beregninger med omrørt sone i front, vs ikke omrørt viser lavere kapasitet mot passivt brudd og «blow-out». Dette betyr at det må utvises forsiktighet under tunnelerings arbeidet, for ikke å forårsake unødvendig forstyrrelse ved tunnelfronten. Omrøring vil redusere den tilgjengelige sikkerheten betydelig og kan føre til brudd.

- Eksempel på beregningsresultater fra Plaxis er vist i Figur 23, Figur 24 og Figur 25. Figurene viser last-forskyvningskurve for brudd med og uten vertikaltrykk. Passiv motstand og motstand mot blow-out er tatt ut i fra en last-forskyvningskurve, dvs trykk på tunnelfront vs forskyvning av tunnelfrontsenter. Maks tillatt operasjonstrykk er antatt å være den maksimale kapasiteten i kapasitet-forskyvning delt på en materialfaktor. Resultatene er sammenlignet mot resultatene til Niras og vist i Figur 26. Til tross for ulik tilnærming av beregninger og ulik beregningsmetode, samsvarte resultatene forholdsvis godt. De ulike tilnærmingene/forutsetningen er oppsummert i Tabell 1.

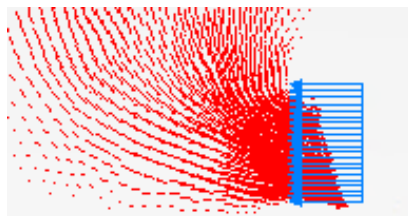


Figur 23: Motstand mot passivt brudd med horisontaltrykk, maksimum trykk delt på 1,6 er vist med rød prikk.



Figur 24: Motstand mot "blow-out", med horisontal- og vertikaltrykk, maksimum trykk delt på 1,6 er vist med rød prikk

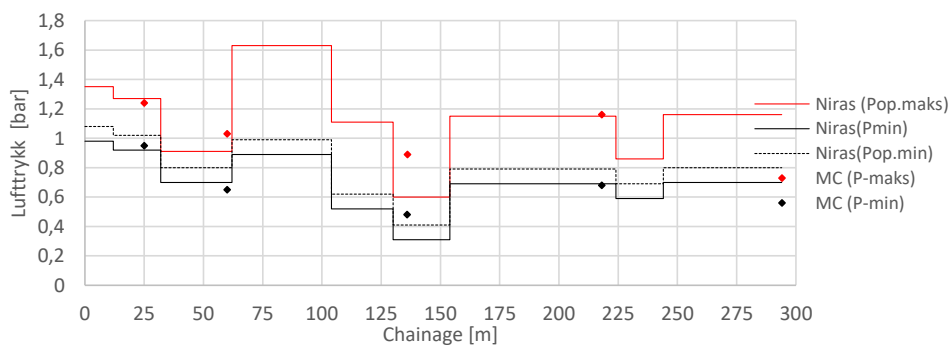
En terreng last på 20 kPa er antatt. For å få en sikkerhets faktor på ca. 1,5 mot aktiv brudd må det anvendes en minimums trykk på 68 kPa. Aktivbrudd mekanismen formes som vist på venstre.



Figur 25: Motstand mot aktivbrudd, med horisontaltrykk, i dette tilfelle ble kreves det en minimum trykk av 68 kPa for en stabil tunnelfront som har en sikkerhetsfaktor på 1,5.

Tabell 1: Sammenligning av Niras og Multiconsults forutsetninger i beregningene

Punkt	Niras	Multiconsult
Metode	Silo metode etter Anagostou og Kovari (1996)	Plaxis 2D FEM metode (Et elementprogram basert på 2D i dette tilfelle er forventet å være mer konservativ enn et elementprogram basert på 3D.
Dreneringsforhold	Drenert tilnærming for designverdier av trykk, ansett som mest konservativ tilnærming.	Antatt alle leirelag er udrenert
Skjærfasthet	Noe konservativ input er benyttet. Udrenerte beregninger fra Niras viser høy sikkerhet	MC har benyttet samme input som Niras i sine udrenerte beregninger.
Trafikklast	20 kPa i SLS, 27 kPa i ULS	15 kPa i SLS, ca. 20 kPa i ULS
Sideskjær	3D sideskjær er tatt hensyn til i område rundt tunnelfront, men ikke i overliggende jord.	2D sideskjær er tatt hensyn til i overliggende jord også
Sikkerhetsfaktor	Global sikkerhetsfaktor $\geq 1,25$ Beregninger for udrenert forhold gir en sikkerhetsfaktor ≥ 2 Krav om partialfaktor på materialparametere er ivaretatt.	GSF $\geq 1,5$
Initialspenning	Beregnet etter en k-verdi som er mellom aktiv og hviletrykkskoeffisient og begrenset å ikke være høyere enn 0,5 for jord som er over tunnel og begrenset å ikke være høyere enn 0,4 på tunnelfront.	Etter K_0 prinsipp. Leira er antatt å ha en $K_0 = 0,7$.



Figur 26: Sammenligning av kontrollberegningresultater av Multiconsult (ved bruk av Plaxis 2D) og beregninger av Niras (ved bruk av Silo metode i Anagostou og Kovari (1996))

STABILITET MOT NIDELVA

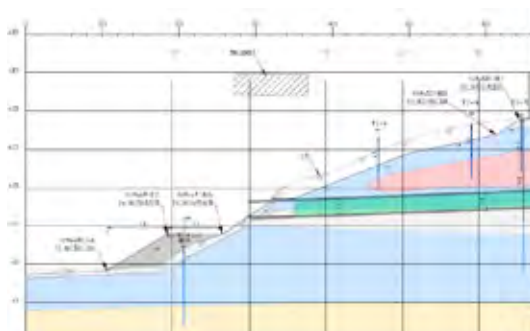
Skråningen ut mot Nidelva ligger nær kvikkleireforekomsten og stabiliteten må derfor behandles etter NVE's retningslinjer.

Skråningen ned mot Nidelva hadde i utgangspunktet en gjennomsnittlig helning på 1:2. Lagdelingen i skråningen er vist i Figur 8. Utførte grunnundersøkelser i skråningen viste at kvikkleirelaget stoppet ca. 15 m fra skråningsutslaget. Senter rør kom ut ca. ved kote +12.

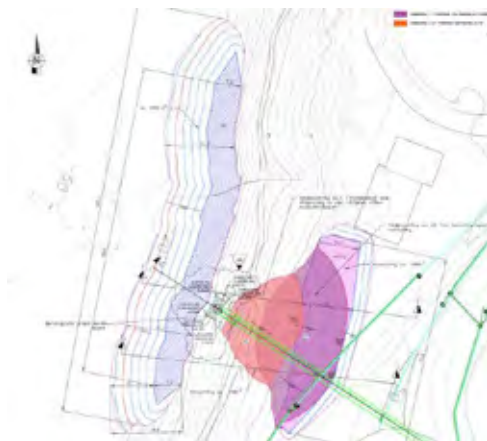
Under utførelse ble kravet om «ikke forverring» iht. NVEs veileder nr. 7/2014 lagt til grunn. Forutsetningen for utførelsen var dermed at stabiliteten under utførelsen ikke medfører forverring av situasjonen før tunneleringen.

Utførte stabilitetsberegninger viste at det var behov for avlastning i toppen av skråningen og motfylling i elva. Motfyllingen var prosjektert på ca. 3 000 m³. Fyllingen hadde ei utstrekning på ca. 7 m horisontalt fra kote +9, før den skrådde ned mot elvebunnen med helning 1:1,5. Utstrekningen på motfylling er ca. 106 m x 18 m. Avlastingen i toppen av skråninga var ca. 2 m over et areal på 1 200 m². Nedplaneringen er forutsatt permanent, se Figur 27 og Figur 28.

Det ble også utført stabilitetsberegninger for frigraving av røret. Beregningene viste at det kunne graves inn ca. 3 m i skråningen og at tilbakefylling rundt røret måtte utføres rett etter at rørpressingen var ferdigstilt.



Figur 27: Profil C, som viser morfylling, avlastning og frigraving av rør. RIG-TEG-200b, datert 26.04.19 rev 01



Figur 28: Illustrert omfang av nødvendig motfylling og avlastning. Vedlegg A2, datert 14.05.19 rev 06

AVVIK OG ERFARINGER

Erfaringer med rørpressing med trykksatt front fungerte bra for gjeldende prosjekt. Metoden krever at det utføres detaljert geoteknisk prosjektering, tilstrekkelig med grunnundersøkelser langs aktuell trasé, for å kunne fastsette en mest mulig realistisk lagdeling, og for å unngå uforutsette hindringer i grunnen under utførelse. Utførelsen må følges opp nøye både av byggherre og rådgivere, både med tanke på aktivert trykk i fronten vs prosjekttert/tillatt, hvilken masse som kommer ut i forhold til hva som er forutsatt og observasjon av terrenget på utsiden. Det må legges en plan for oppfølgingen.

Prosjekteringen må starte i god tid før oppstart av anleggsarbeider slik at eventuelle 3. partskontroller, som kan være tidskrevende ferdigstilles i forkant.

Det er svært viktig at avvik fra prosjekteringen og forutsetninger fanges opp og formidles videre til prosjekterende rådgiver. Avvik fører som regel til supplerende prosjektering av tiltak eller stopp i arbeidet, som videre påvirker framdriften og kostnaden på prosjektet.

KC-stabilisering av leire: Vanligvis er ikke høy skjærfasthet ei problemstilling ved stabilisering av masser, heller motsatt. I vårt tilfelle måtte vi passe på at skjærfastheten ikke ble høyere enn $>750 \text{ kPa}$, da dette ville føre til problem/forsinkelser i framdriften på rørpressingen. Siden KC stabilisert masse oppnår økt skjærfasthet over tid, var det vanskelig å forutse hvor stor denne ville bli på det tidspunktet rørpressingen fant sted. KC-stabilisert masse i felt, oppnår også ofte høyere skjærfasthet enn KC-stabilisert masse i laboratoriet. Det bør utføres tester av KC-stabiliserte masser på forhånd, med tanke på nødvendig (max/min) innblandingsforhold.

I dette prosjektet utførte Multiconsult enaksialtester på prøver som var innblandet med kalk/ement. Testene var utført i henhold til SVV håndbok R210 og NGF's veiledning etter 7 og 15 dager. Det var benyttet innblandingsforhold 75 kg/m^3 og 100 kg/m^3 . I testene var det benyttet 50% sement og 50% multisement.

I tillegg ble det hentet ut prøver fra felt, 7 dager etter installasjon for to ulike innblandingmengder, 38 kg/m^3 og 60 kg/m^3 . Det ble utført traksialtest på prøvene, 7 dager og 21 dager etter installasjon.

Etablering av spuntgrop: Nødvendig plass til utstyr og maskiner må fastsettes tidlig. Spuntgropa må ha tilstrekkelig størrelse for arbeidet som skal utføres. I vårt tilfelle, var det ikke tatt høyde for at utstyr for styrt boring skulle ned i gropa etter at rørpressingen var utført. Det måtte derfor utføres en rekke tiltak for å lage tilstrekkelig med plass til nødvendig utstyr. Dette krevde ekstra tid både for omprosjektering og utførelse, samt ventetid mens omprosjekteringen pågikk.

Rørpressing med overtrykk: Et tilfelle for gjeldende prosjekt var at overtrykket ikke ble satt på tidnok ved pressing ut av pressgropa og KC-stabiliserte masser. Dette ble raskt fanget opp og varslet, men medførte at det oppstod deformasjon av terrenget over, bl.a en forsenking i overliggende vegbane. Deformasjonene var imidlertid ikke større enn at de lett kunne rettes opp. Dette viser hvor viktig bruk av overtrykk var for sikker gjennomføring av denne metoden i prosjektet. Det ble ikke observert deformasjoner i terrenget over andre plasser langs traséen.

Nærliggende poretrykksmålere som var installert i bløte masser, i samme nivå som rørtraséen, viste tendenser til økt poretrykk når rørpressingen passerte punktet. Poretrykksmåleren var installert ca. 1,5m fra rørveggen.

Etter endt tunnelering var det nødvendig å bolte fast røret før det kunne kobles fra maskinen, da sonen rundt røret var helt omrørt og røret hadde en helning på ca. 2,3 grader. Dersom det

ikke hadde blitt utført tiltak med rørbrems og bolting, kunne røret sklidd tilbake mot pressgropa før massene rundt hadde rukket å konsolidere ferdig og nødvendig friksjon ble oppnådd. Ved mottaksgropa var massene KC-stabiliserte og det var tilstrekkelig/nok mothold til å bolte røret fast, direkte i disse massene.

For å oppnå tilstrekkelig mothold for røret når det ble presset ut i skråningen mot Nidelva ble spuntnåler presset ned i leira, ved hjelp av en gravemaskin. Deretter ble spuntnålene støpt inn i en 30 cm tykk betongplate som strekte seg til underkant rør. Røret hadde en vekt på 417 tonn og ble holdt tilbake med en rørbrems mens frakoblingen foregikk (avmontering av borehode, tunnelfmaskin, sluser). Deretter var det benyttet 2 stk Ø140 mm akselstål, boret gjennom bunnrør og ned i betongplata. Disse vil bli fjernet når utløpet mot Nidelva er ferdigstilt.



Figur 29: Utløp med betongplate og bolter. Bilder mottatt fra Steg entreprenør 20.09.19



Figur 30: Ferdigpresset rør. Utløpet er ikke ferdigstilt.

AVSLUTNING

Anlegget er nå under avslutning og det er tilbakefylt/planert over kummer og press/mottaksgroper slik at vegbyggingen og utbygging av Nydalsbrua kan starte.

Forfatteren vil rette en takk til Trondheim kommune og Steg Entreprenør / Østergaard som gar gitt tillatelse til at dette prosjektet kan bli presentert. Videre rettes det en takk til alle kollegaer som har bidratt i prosjektet, både under projekteringen, anleggsgjennomføringen og utarbeidelse av artikkelen.

I forbindelse med prosjektet er det også gjennomført 3 masteroppgaver ved NTNU, en på poretrykksoppbygging ved KC-peling, en på stabilitet av rørfront med bruk av overtrykk og en på stabilitet av skråningen ut mot Nidelva og potensiell påvirkning fra rørpressing og poretrykksoppbygging ved KC-peling. Alle tre masterkandidater har for øvrig i dag jobb hos Multiconsult.

REFERANSER

- /1/ <https://sites.google.com/trondheim.kommune.no/fredlybekken/start> 28.10.19
- /2/ <https://sites.google.com/trondheim.kommune.no/fredlybekken/start/forstudie-og-forprosjekt> 28.10.19
- /3/ Østergaard A/S & Steg Entreprenør AS: 2.2 Metodebeskrivelse for rørtrykking, tunnelering med åpen front. Prosjekt: Sluppenveien VA- Totalentreprise No-Dig ledningsanlegg.

**Partnere ved
Fjellsprengningsdagen,
Bergmekanikkdagen og
Geoteknikkdagen 2019**

GULL:



www.orica.no

SØLV:



Arrangører

**Norsk Forening for Fjellsprenningsteknikk
Norsk Bergmekanikkgruppe
Norsk Geoteknisk Forening**

ISBN: 978-82-8208-062-0